

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI  
PROGETTO ESECUTIVO**

**Adeguamento via Chiaravagna**

**Tratta 1 – Ponte 1 – Relazione di calcolo impalcato**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 2	E	C V	C L	N V 0 3 0 X	0 0 4	A

**Progettazione :**

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	ALPINA <i>Adriano Farina</i>	13/03/2016	COCIV <i>[Signature]</i>	13/03/2016	A.Mancarella <i>[Signature]</i>	13/03/2016	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-004-A00
-----------	---------------------------------------



# INDICE

INDICE.....	3
1.     PREMESSA.....	6
2.     CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
2.1.   Calcestruzzo .....	8
2.2.   Acciaio per cemento armato.....	9
2.3.   Acciaio da carpenteria.....	9
2.4.   Unioni bullonate e saldate .....	9
2.5.   Piolature.....	9
2.6.   Durabilità e prescrizioni sui materiali .....	10
3.     NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	11
3.1.   Normativa sismica .....	12
4.     ANALISI DEI CARICHI.....	12
4.1.   Peso Proprio – g1.....	12
4.2.   Carichi permanenti – g2 .....	13
4.3.   Carichi mobili - Q1 e Q2 .....	13
4.4.   Incremento dinamico dei carichi mobili .....	16
4.5.   Azione longitudinale di frenamento - Q3.....	16
4.6.   Azione centrifuga - Q4.....	17
4.7.   Azione del vento - Q5.....	17
4.8.   Azione del sisma - Q6 .....	17
4.9.   Variazione termica - $\epsilon_3$ .....	18
4.10.   Scorrimenti viscosi e coefficienti di omogeneizzazione.....	19
4.11.   Ritiro.....	19
5.     COMBINAZIONI DI CARICO ED INVILUPPI .....	22
6.     CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	23
6.1.   Larghezza di soletta collaborante .....	23
6.2.   Fasi transitorie di costruzione e coefficienti di omogeneizzazione .....	23
6.3.   Travi principali .....	24
6.4.   Traversi di testata.....	24

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01</p> <p>Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p>

Foglio  
4 di 68

6.1.	Spezzoni di trave in corrispondenza dei raccordi.....	25
6.2.	Briglie inferiori e superiori e diagonali di parete traversi reticolari .....	25
6.3.	Controventi di costruzione .....	25
7.	ANALISI STRUTTURALE .....	26
7.1.	Ipotesi di progetto e fasi di calcolo.....	26
7.2.	Modelli di calcolo .....	26
7.1.	Ripartizione trasversale dei carichi .....	28
8.	VERIFICHE DELL'IMPALCATO .....	32
8.1.	Verifiche di resistenza delle travi principali .....	32
8.1.1.	Trave di bordo – verifica a flessione sezione in mezzeria .....	32
8.1.2.	Trave di bordo – verifica a taglio.....	33
8.1.3.	Trave centrale – verifica a flessione sezione in mezzeria .....	34
8.1.4.	Trave centrale– verifica a taglio .....	34
8.1.5.	Trave centrale – verifica a flessione sezione in corrispondenza del giunto .....	35
8.1.6.	Trave centrale– verifica a taglio .....	36
8.1.	Verifiche di resistenza dei traversi .....	36
8.1.1.	Briglia superiore .....	37
8.1.2.	Briglia inferiore .....	38
8.1.3.	Diagonale.....	38
8.1.4.	Verifiche del traverso di testata .....	39
8.1.5.	Verifiche dello spezzone di trave in corrispondenza dei raccordi.....	40
9.	VERIFICHE DELLE CONNESSIONI .....	42
9.1.	Verifica del giunto con coprigiunto tra le travi principali.....	42
9.1.1.	Verifica dei bulloni sulla piattabanda superiore.....	43
9.1.2.	Verifica dei coprigiunti sulla piattabanda superiore .....	44
9.1.3.	Verifica dei bulloni sull'anima.....	44
9.1.4.	Verifica dei coprigiunti sull'anima.....	45
9.1.	Verifica dei pioli .....	45
9.1.	Verifica del giunto di continuità tra i traversi di testata .....	47
9.1.	Verifica del giunto bullonato tra gli elementi dei traversi di campata .....	49
10.	VERIFICHE A FATICA.....	50

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01</p> <p>Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p>

Foglio  
5 di 68

10.1.	Verifica a fatica del giunto bullonato .....	54
10.2.	Verifica a fatica dei pioli.....	55
11.	VERIFICHE DI DEFORMABILITA' .....	56
11.1.	Verifica di deformabilità .....	56
12.	VERIFICA PREDALLES E SOLETTA.....	57
12.1.	Lastre prefabbricate .....	57
12.1.1.	Lastre prefabbricate di campata.....	57
12.1.2.	Lastre prefabbricate di bordo .....	58
12.1.3.	Verifica ribaltamento lastre di bordo.....	60
12.2.	Soletta in c.a. ....	61
12.2.1.	Campi intermedi di soletta.....	61
12.2.2.	Sbalzi soletta .....	63
13.	APPOGGI E GIUNTI .....	66
13.1.	Verifica baggioli .....	68
13.2.	Giunti.....	68



I calcoli sono stati svolti secondo la Normativa vigente (vedi par. 2) ed i consueti criteri della Scienza delle Costruzioni.

Le sollecitazioni nei materiali sono contenute entro i tassi di lavoro ammissibile (vedi par. 3).

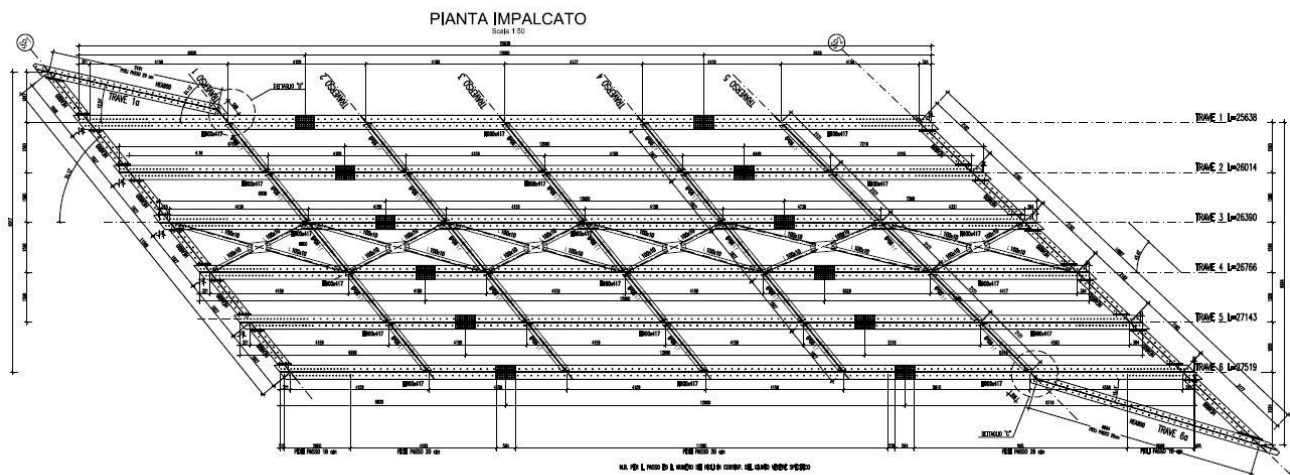


Fig. 3 - Pianta impalcato del ponte

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato

Foglio  
8 di 68

## 2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 2.1. Calcestruzzo

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

Per la realizzazione della soletta di impalcato si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 32/40 ( $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.48 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0.99 \text{ N/mm}^2$
Tensioni ammissibili	$\sigma_c = 12.20 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c0} = 7.00 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c1} = 21.10 \text{ N/mm}^2$

Per la realizzazione delle lastre prefabbricate si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 35/45 ( $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 21.16 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56 \text{ N/mm}^2$
Tensioni ammissibili	$\sigma_c = 13.50 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c0} = 8.00 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c1} = 22.60 \text{ N/mm}^2$



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 9 di 68

## 2.2. Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y$ misurato/ $f_{ynom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile	$\sigma_s = 260.00$ N/mm <sup>2</sup>

## 2.3. Acciaio da carpenteria

Acciaio per impalcato S355JO EN 10025 (Fe510C UNI 7070/82)

tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 510$ N/mm <sup>2</sup>
tensione di snervamento	$f_y \geq 355$ N/mm <sup>2</sup>
modulo elastico	$E = 206 \times 10^3$ N/mm <sup>2</sup>
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$

## 2.4. Unioni bullonate e saldate

Le giunzioni a taglio sono realizzate con bulloni cl. 8.8 conformi per caratteristiche dimensionali alla UNI 5712, dadi di classe 6S UNI 3740 conformi per caratteristiche dimensionali alla UNI 5713.

Per le giunzioni ad attrito si assume un coefficiente  $\mu = 0.30$ , bulloni A.R. viti di classe 10.9 conformi per caratteristiche dimensionali alla UNI 5712, dadi di classe 8G UNI 3740 conformi per caratteristiche dimensionali alla UNI 5713.

Le unioni saldate sono realizzate conformemente a quanto prescritto nel D.M. 9 - 1 - 1996.

## 2.5. Piolature

Pioli di ancoraggio: Tipo Nelson, acciaio ex ST 373k DIN 17100 ( $f_{yk} = 355$  N/mm<sup>2</sup>).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p> <p style="text-align: right;">Foglio 10 di 68</p>

## 2.6. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Soletta per impalcato                    CLASSE DI ESPOSIZIONE XF1

Per la soletta si ha quindi una condizione ambientale "Poco Aggressiva" per cui per la verifica a fessurazione:

- Combinazione frequente                    wk = 0.40 mm;
- Combinazione quasi permanente                    wk = 0.20 mm.

Il copriferro minimo assunto è pari a 4 cm.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>Foglio 11 di 68</p>

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è stata eseguita nel rispetto della Normativa vigente in Italia.

In particolare si fa riferimento a:

- Legge 5 Novembre 1971, n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato e precompresso e a struttura metallica.
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- D.M. 14 Febbraio 1992: Norme per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996: Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Circolare 4 luglio 1996 n. 156AA.GG./STC.: Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni dei carichi e sovraccarichi” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- DM LL PP 4/5/90 Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali
- Circolare Ministero LL PP n.34233 del 25/2/91: Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti autostradali.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. (Ordinanza n. 3274)
- D.Min.LL.PP. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circ. Min.LL.PP. 24 settembre 1988 n°30483 AA.GG./STC. Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione, di cui al decreto ministeriale 11 marzo 1988.
- Circ. Min.LL.PP. 24 giugno 1993 n°37406 AA.GG./STC. Istruzioni per l’applicazione delle “ Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 14 febbraio 1992.
- Circ. Min.LL.PP. 15 ottobre 1996 n°252 AA.GG./STC. Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01</p> <p>Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p> <p>Foglio 12 di 68</p>

- Istruzioni CNR 10011/97 - Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Istruzioni CNR 10012/85 - Istruzioni per la valutazione delle Azioni sulle costruzioni.
- Istruzioni CNR 10016/2000 - Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.

### 3.1. Normativa sismica

Nell'analisi in condizioni sismiche viene recepita la nuova normativa (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 30.03.2003) per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio nazionale. In assenza di ulteriori specificazioni da parte della Regione Liguria essendo la zona classificata di 4° categoria, le verifiche sono state eseguite secondo le norme tecniche di cui al DM 15 Gennaio 1996 e relative circolari applicative, assumendo il grado di sismicità  $S=6$  e coefficiente di importanza  $I = 1.4$ .

## 4. ANALISI DEI CARICHI

Nel progetto dell'impalcato sono stati considerati i seguenti carichi

### 4.1. Peso Proprio – $g_1$

Il peso proprio della struttura in acciaio dell'impalcato viene determinato automaticamente nel modello di calcolo a seconda dei profili impiegati, avendo considerato un incremento del peso del 15% per tener conto di piastre e bulloni.

Si riportano per completezza i pesi per metro lineare dei profili utilizzati:

#### Travi principali: H900x417

$$Q=4,17 \text{ kN/m}$$

#### Traversi di testata HEA600

$$Q=1,78 \text{ kN/m}$$

#### Travi in corrispondenza del raccordo HEA900

$$Q=2,52 \text{ kN/m}$$

#### Diagonali per traversi 2L90x9:

$$Q=0,244 \text{ kN/m}$$

#### Controventi di costruzione L100x10:

$$Q=0,151 \text{ kN/m}$$

La soletta è costituita da lastre predalles di spessore 6 cm e un getto di calcestruzzo di spessore 19 cm, per un totale di 25 cm.

Pertanto il carico complessivo dovuto al peso proprio della soletta è pari a:

$$q=0,25 \times 25 \text{ kN/m}^2$$

## 4.2. Carichi permanenti – g2

I carichi permanenti portati vengono ricavati dalla sezione tipica di impalcato riappresentata nella Fig. 4 e sono i pesi propri della pavimentazione, dei marciapiedi, delle velette, delle barriere e dei parapetti.

Pavimentazione	$20 \text{ kN/m}^3 \times 0,16 \text{ m} \times 6,20 \text{ m} =$	19,9	kN/m
Marciapiede	$20 \text{ kN/m}^3 \times 0,12 \text{ m} \times 1,20 \text{ m} =$	2,9	kN/m
Cordolo laterale 1+veletta	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0,0491 \text{ m}^2 =$	1,25	kN/m
Cordolo laterale 2+veletta	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0,1062 \text{ m}^2 =$	2,65	kN/m
Cordolo centrale	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0,65 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} =$	1,95	kN/m
Barriere sicurvia	$2 \times 1,5 \text{ kN/m} =$	3,0	kN/m
Parapetto		1,0	kN/m
Tubi	$2 \times 2,5 \text{ kN/m}$	5,0	kN/m
<b>Totale</b>		<b>37,65</b>	<b>kN/m</b>

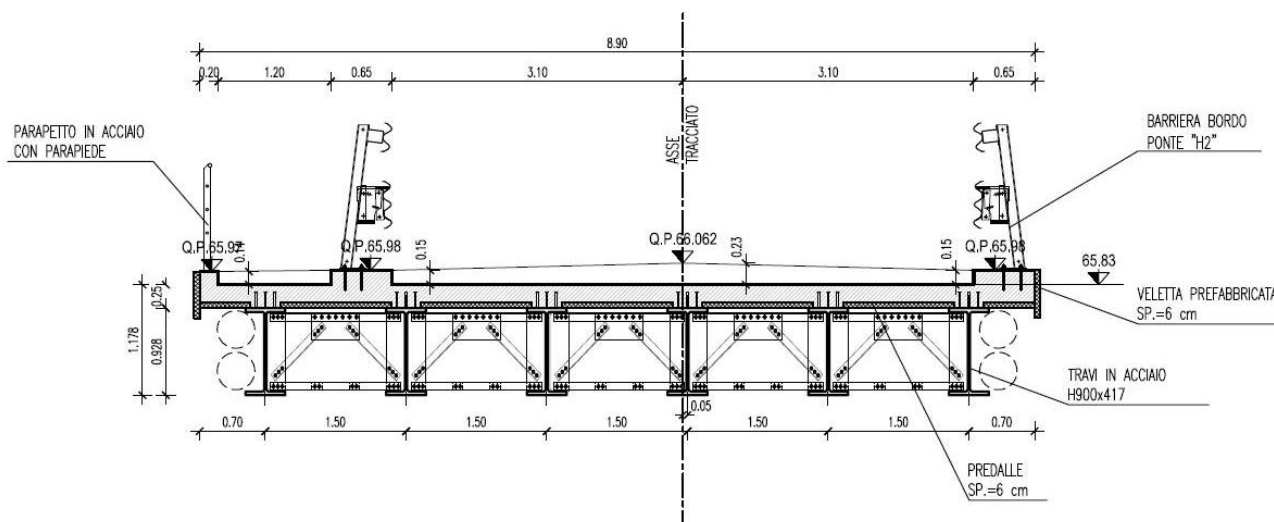


Fig. 4 - Sezione tipica impalcato

## 4.3. Carichi mobili - Q1 e Q2

In accordo al paragrafo 3.4 del DM 4/5/90, sono stati assunti i seguenti carichi mobili da traffico:

- $q_{1a}$  mezzo convenzionale da 600 kN a tre assi;
- $q_{1b}$  carico uniformemente ripartito pari a 30 kN/m disposto in asse alla corsia convenzionale di carico;
- $q_{1c}$  Carico isolato da 100 kN con impronta quadrata di lato 0.3 m;
- $q_{1d}$  Carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0.7 m;
- $q_{1e}$  Carico folla uniformemente ripartito pari a 4 kN/m<sup>2</sup>;

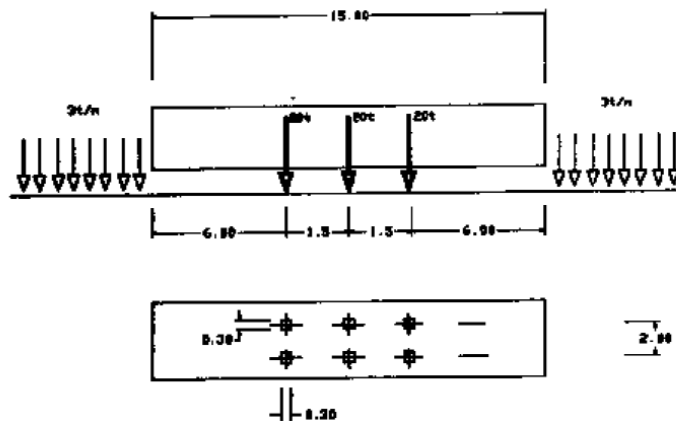


Fig. 5: disposizione schematica dei carichi  $q_{1a}$  e  $q_{1b}$

La larghezza della corsia convenzionale di carico è pari a 3,50 m.

In considerazione della larghezza della carreggiata, si considerano due colonne di carico:

- la prima colonna è costituita dal carico  $q_{1a}$  e, al di fuori dell'ingombro di questo, da uno o più tratti del carico  $q_{1b}$ , disposti nella posizione più sfavorevole lungo la corsia di carico;
- la seconda colonna è analoga alla precedente, ma con carichi ridotti al 50% del carico  $q_{1a}$  ed al 50% del carico  $q_{1b}$ ;
- carico  $q_{1e}$  sui marciapiedi.

In senso trasversale sono state prese in considerazione quattro combinazioni di carico, di seguito mostrate.

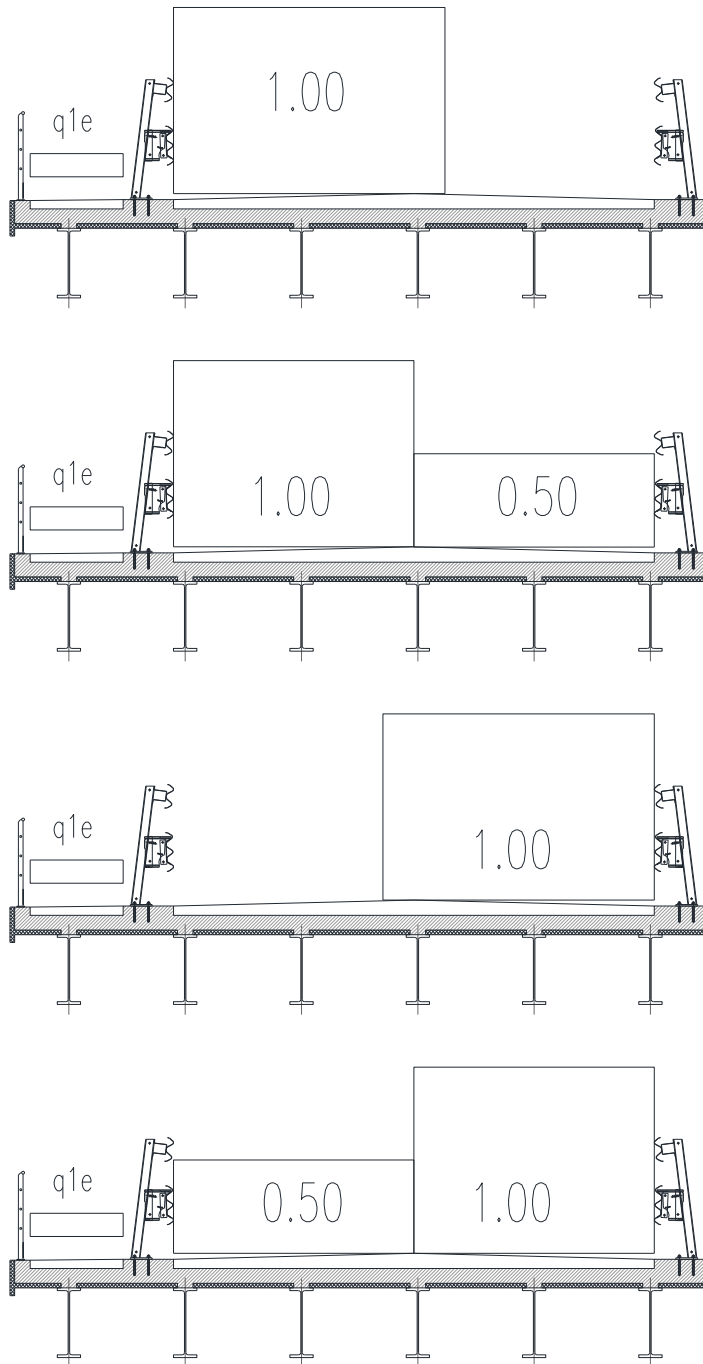


Fig. 6 - Condizioni di carico trasversale generate da Q1A + Q1B

In senso longitudinale, data la non simmetria dell'impalcato, sono state prese in considerazione le seguenti tre combinazioni di carico, pensate per massimizzare le sollecitazioni in campata e agli appoggi.

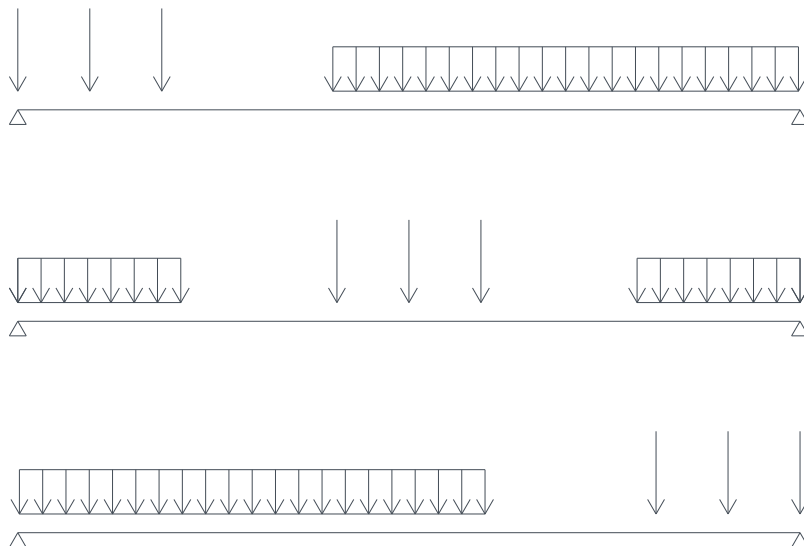


Fig. 7 - Condizioni di carico longitudinale generate da Q1A + Q1B.

#### 4.4. Incremento dinamico dei carichi mobili

L'incremento dinamico dei carichi mobili è dato da:

$$q_2 = (\phi - 1) q_1$$

dove  $\phi$  è il coefficiente dinamico e vale:

$$\phi = 1,4 - (L - 10) / 150$$

dove L è la luce di calcolo dell'opera.

Nel caso in esame si ha:

$$\phi = 1.3$$

#### 4.5. Azione longitudinale di frenamento - Q3

La forza di frenamento  $Q_3$  è stata assunta agente nella direzione dell'asse della strada, con intensità pari al 20% del totale del carico  $Q_{1A}$ . In particolare si ha:

essendo :

$$Q_{1A} = 6 \cdot 100 \text{ kN} + 0.5 \cdot (6 \cdot 100 \text{ kN}) = 900 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 0.2 \cdot Q_{1A} = 180 \text{ kN}$$



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p> <p style="text-align: right;">Foglio 17 di 68</p>

#### 4.6. Azione centrifuga - Q4

L'azione dovuta alla forza centrifuga non è stata considerata essendo gli attraversamenti in rettilineo.

#### 4.7. Azione del vento - Q5

Si è assunta una pressione orizzontale  $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$  agente sulla superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento ed assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza  $h_{\text{rett}} = 3 \text{ m}$  a partire dal piano stradale, e sul prospetto dell'impalcato assunto di altezza pari a  $h_i = 1.3 \text{ m}$ .

Il carico orizzontale applicato all'impalcato è pari a:

$$Q_{5 \text{ carichi mobili}} = p_v \times H_v = 2.50 \times 4.30 = 10.75 \text{ kN/m}$$

$$\text{ove } H_v = h_{\text{rett}} + h_i = 3.00 + 1.30 = 4.30 \text{ m}$$

Gli effetti derivanti dall'eccentricità del vento sui veicoli mobili sono stati introdotti come in Fig. 8, cioè introducendo un diagramma di pressioni verticali "a farfalla" sull'impalcato che si traduce sulle travi longitudinali a sei carichi distribuiti:

$$M_t = 10.75 \times 2.15 = 23.10 \text{ kNm/m}$$

$$F_1 = \pm 2.20 \text{ kN / m}$$

$$F_2 = \pm 1.32 \text{ kN / m}$$

$$F_3 = \pm 0.44 \text{ kN / m}$$

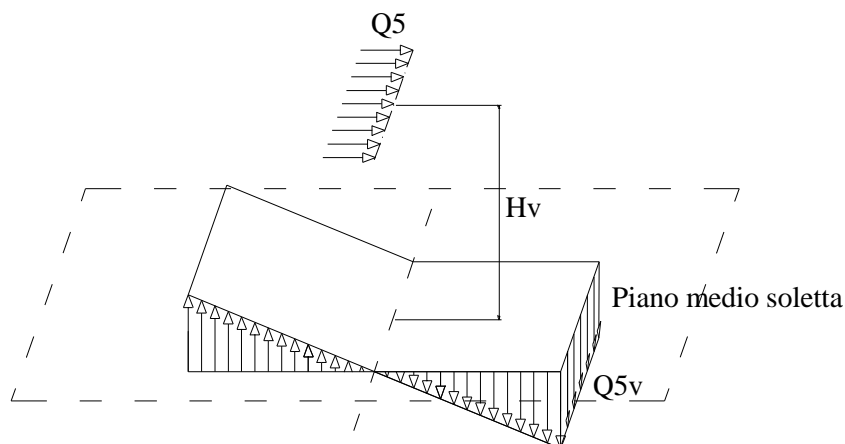


Fig. 8 - Azione del vento: Rappresentazione del piano di azione e dei carichi orizzontali e verticali agenti

#### 4.8. Azione del sisma - Q6

Le sollecitazioni dovute al carico sismico sono state calcolate in base al D.M. 16 gennaio 1996 per un sisma di terza categoria:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 18 di 68

$$F_h = k_h \cdot W = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I \cdot W = 0.0874 \cdot 3690 = 322,5 \text{ kN}$$

Dove:

$$C = 0.04$$

$$R = 1.0$$

$$\varepsilon = 1.3$$

$$\beta = 1.2$$

$$I = 1.4$$

$$F_v = k_v \cdot W = 0.2 \cdot I \cdot W = 0.28 \cdot 3690 = 1033.2 \text{ kN}$$

Dove:

$$I = 1.4$$

Tali carichi sono stati ripartiti in parti uguali sulle sei travi longitudinali.

Per la valutazione del carico sismico sugli appoggi il coefficiente  $\beta$  viene posto uguale a 2,5.

#### 4.9. Variazione termica - $\varepsilon_3$

Per il calcolo delle deformazioni, delle sollecitazioni e degli sforzi di sconnessione trave-soletta, vengono considerati due casi di variazione termica:

- Variazione termica uniforme di valore pari a  $DT = \pm 25^\circ\text{C}$
- Variazione termica differenziale fra travi in acciaio e soletta in cls pari a  $\pm 10^\circ\text{C}$

Segue il calcolo delle distorsioni termiche conseguenti, avendo considerato la lunghezza media dell'impalcato

##### **Variazioni termiche uniformi**

$$\Delta t \quad 25 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\alpha \quad 1.20\text{E-}05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

$$L \quad 26 \text{ m}$$

$$\Delta L \quad 7.8 \text{ mm}$$

##### **Variazioni termiche differenziali trave-soletta**

$$\Delta t \quad 10 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\alpha \quad 1.20\text{E-}05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

$$L \quad 26 \text{ m}$$

$$\Delta L \quad 3.12 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t \quad 1.20\text{E-}04 \text{ m}$$

La forza assiale longitudinale, sulla singola trave, dovuta a questa deformazione, vale:

$$N_{cs} = \frac{1}{n \text{ travi}} \cdot \varepsilon \frac{E_a}{n} A_c = 1,20 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{206.000.000}{5,7} \cdot 0,25 \cdot 1,50 = 1626,32 \text{ kN}$$

Tale forza, applicata nel baricentro della soletta, produce le seguenti tensioni sulla sezione mista:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 19 di 68

$$\sigma_c \text{ estradosso soletta} = +0,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \text{ intradosso soletta} = +1,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \text{ piattabanda sup.} = -19,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \text{ piattabanda inf.} = +6,88 \text{ MPa}$$

#### 4.10. Scorrimenti viscosi e coefficienti di omogeneizzazione

Si tiene conto degli effetti della viscosità del calcestruzzo per mezzo di opportuni coefficienti di omogeneizzazione, ricavati secondo le indicazioni della CNR10016.

*Coefficienti viscosità*

t <sub>0</sub>	8-60 gg
A <sub>c</sub>	19407 cm <sup>2</sup>
u	936.81 cm
R	41.4 cm
U.R.	c.a. 75%
φ	2.04E+00

t <sub>0</sub> (gg)	R ≤ 20 cm	R ≥ 60 cm	U.R.
1-7	2.70	2.10	c.a. 75%
	3.80	2.90	c.a. 55%
8-60	2.20	1.90	c.a. 75%
	3.00	2.50	c.a. 55%
> 60	1.40	1.70	c.a. 75%
	1.70	2.00	c.a. 55%

Si determina il modulo fittizio di elasticità normale del calcestruzzo, ridotto per tenere conto degli effetti differiti associati ai carichi di lunga durata:

$$E_c^* = \frac{E_c}{1 + \varphi_{\infty}} = \frac{36.050}{1 + 2,04} = 11.859 \frac{N}{mm^2}$$

Il coefficiente di omogeneizzazione della soletta in calcestruzzo all'acciaio per azioni di breve durata (carichi mobili accidentali, variazioni termiche, sisma, etc.) vale:

$$n = E_a / E_c = 206.000 / 36.050 = 5,7$$

Il coefficiente di omogeneizzazione della soletta in calcestruzzo all'acciaio per le azioni di lunga durata (sovraccarichi permanenti) vale:

$$n = E_a / E_c^* = 206.000 / 11.859 = 17,37$$

#### 4.11. Ritiro

Nel presente paragrafo si riporta la determinazione degli effetti del ritiro, determinati secondo la CNR 10016.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato		Foglio 20 di 68

*Contrazione finale da ritiro*

$t_0$                     1-7 gg  
 $A_c$                     19407 cm<sup>2</sup>  
 $u$                       936.81 cm  
 $R$                       41.4 cm  
 U.R.                    c.a. 75%  
  
 $\varepsilon_r$                     **2.33E-04**

$t_0$ (gg)	$R \leq 20$ cm	$R \geq 60$ cm	U.R.
1-7	2.60E-04	2.10E-04	c.a. 75%
	4.30E-04	3.10E-04	c.a. 55%
8-60	2.30E-04	2.10E-04	c.a. 75%
	3.20E-04	3.00E-04	c.a. 55%
> 60	1.60E-04	2.00E-04	c.a. 75%
	1.90E-04	2.80E-04	c.a. 55%

Il coefficiente finale di viscosità, sempre secondo CNR 10016, vale:

*Coefficienti viscosità*

$t_0$                     1-7 gg  
 $A_c$                     19407 cm<sup>2</sup>  
 $u$                       936.81 cm  
 $R$                       41.4 cm  
 U.R.                    c.a. 75%  
  
 $\phi$                       **2.38E+00**

$t_0$ (gg)	$R \leq 20$ cm	$R \geq 60$ cm	U.R.
1-7	2.70	2.10	c.a. 75%
	3.80	2.90	c.a. 55%
8-60	2.20	1.90	c.a. 75%
	3.00	2.50	c.a. 55%
> 60	1.40	1.70	c.a. 75%
	1.70	2.00	c.a. 55%

Il modulo fittizio di elasticità del calcestruzzo, che tiene conto degli effetti di lunga durata, da associare al calcolo delle tensioni da ritiro, vale:

$$E_{c,Rit}^* = \frac{E_c}{1 + \varphi_\infty} = \frac{36.050}{1 + 2,38} = 10.670 \frac{N}{mm^2}$$

Il coeff. di omogeneizzazione dell'acciaio è pertanto:

$$n^* = \frac{E_a}{E_{c,Rit}^*} = \frac{206.000}{10.670} = 19,31$$

La forza assiale longitudinale, sulla singola trave, da ritiro del calcestruzzo, vale:

$$N_{cs} = \frac{1}{n \text{ travi}} \cdot \varepsilon_{Rit,\infty} \frac{E_a}{n^*} A_c = \frac{1}{6} \cdot 2,33 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{206.000.000}{19,31} \cdot 1,947 = 805 \text{ kN}$$

Tale forza, applicata nel baricentro della soletta, produce le seguenti tensioni sulla sezione mista, indicando con il segno positivo le tensioni di trazione e con il segno negativo quelle di compressione:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>Foglio 21 di 68</p>

$\sigma_c$  estradosso soletta = +1,22 MPa

$\sigma_c$  intradosso soletta = +1,51 MPa

$\sigma_s$  piattabanda sup. = -20,09 MPa

$\sigma_s$  piattabanda inf. = +7,16 MPa

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato		Foglio 22 di 68

## 5. COMBINAZIONI DI CARICO ED INVILUPPI

Conformemente a quanto previsto dal DM 4 maggio 1990 sono state eseguite le combinazioni relative allo Stato Limite Ultimo (SLU), allo Stato Limite di Fessurazione (SFE) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE). Di seguito è riportata integralmente la tabella tratta dalla [6] con i coefficienti moltiplicativi delle singole Condizioni di carico (LC); i valori tra parentesi indicano i coefficienti da utilizzare quando un certo LC dà un contributo a favore di stabilità per la sollecitazione considerata.

	AZIONE GRUPPO	$g_1$	$g_2$	$g_3$	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$	$\varepsilon_3$	$\varepsilon_4$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_4$	$q_5$	$q_6$	$q_7$	$q_8$	$q_9$
Metodo tens. ammissibili	A I	1	1	1( $\beta_1$ )	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
	A II	1	1	1( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	1	0	0	0.6	0	1	1	1
	A III	1	1	1( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	1	1	0	0.2	0	1	1	1
	A IV	1	1	1( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	1	0	1	0.2	0	1	1	1
	A V	1	1	1( $\beta_1$ )	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	1	0	0	0
Stati limite di esercizio fessurazione	F I	1	1	1( $\beta_1$ )	1	1	1	1	0	0	0	0	0.4	0	0	0	0
	F II	1	1	1( $\beta_1$ )	1	1	1	1	$\Psi_1$	$\Psi_1$	0	0	0	0	0	0	0
	F III	1	1	1( $\beta_1$ )	1	1	1	1	$\Psi_2$	$\Psi_2$	0	0	0	0	0	0	0
Stati limite ultimi	U I	1.5 (1.0)	1.5 (1.0)	1.5 ( $\beta_2$ )	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.2 (0)	0	0	0	0	1.5	0	1.5	1.5	
	U II	1.5 (1.0)	1.5 (1.0)	1.5 ( $\beta_2$ )	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.5	1.5	0	0	0.9	0	1.5	1.5	
	U III	1.5 (1.0)	1.5 (1.0)	1.5 ( $\beta_2$ )	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.5	1.5	1.5	0	0.3	0	1.5	1.5	
	U IV	1.5 (1.0)	1.5 (1.0)	1.5 ( $\beta_2$ )	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.5	1.5	0	1.5	0.3	0	1.5	1.5	
	U VI	1.5 (1.0)	1.5 (1.0)	1.5 ( $\beta_2$ )	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.2 (0)	0	0	0	0	0	1.5	0	0	

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato

Foglio  
23 di 68

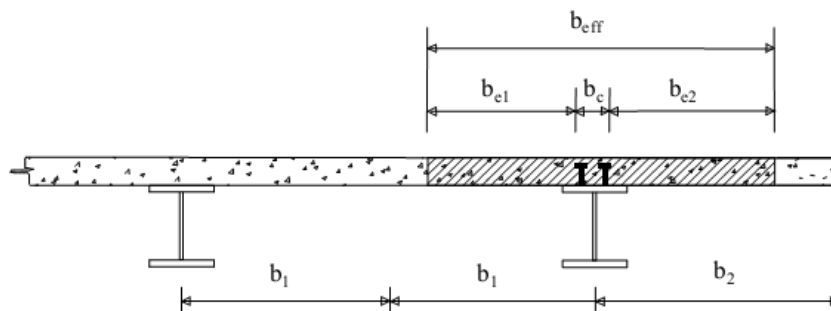
## 6. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il presente capitolo espone le principali caratteristiche meccaniche dei profili metallici principali e secondari.

### 6.1. Larghezza di soletta collaborante

Per la definizione delle proprietà delle sezioni resistenti, trattandosi di impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo, ci si attiene alle indicazioni normative con riferimento al punto 5.2.1 delle istruzioni CNR 10016.

La valutazione della larghezza di soletta in calcestruzzo collaborante  $b_{eff}$  con le travi principali in acciaio è governata dalla seguente equazione:  $b_{eff} = b_c + b_{e1} + b_{e2}$  in cui  $b_c$  è la larghezza contenuta dai connettori meccanici (pioli);  $b_{e1}$  e  $b_{e2}$  sono invece le larghezze efficaci per ciascun lato della trave metallica il cui valore non può essere maggiore della semidistanza delle travi longitudinali principali, con la limitazione di 1/8 della lunghezza della trave.



Nel caso in esame si ha:

$L_{calc}$	26.6 m
$i$	1.5 m
$\lambda_0$	26.1 m
$b_{e1}$	3.2625 m
$b_{e2}$	3.2625 m
$b_c$	0.22 m
$b_{eff}$	1.5 m

### 6.2. Fasi transitorie di costruzione e coefficienti di omogeneizzazione

Per definire le proprietà meccaniche delle diverse sezioni miste acciaio-calcestruzzo si è tenuto conto del coefficiente di omogeneizzazione correlato alle diverse fasi di esecuzione dell'opera:

- **Fase 1:** sezione resistente costituita dalla sola trave metallica (per carichi propri strutturali);

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato		Foglio 24 di 68

- **Fase 2:** sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo con coefficiente  $n = 17,37$  (per carichi permanenti);
- **Fase 3:** sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo con coefficiente  $n = 19,31$  (per ritiro della soletta);
- **Fase 4 e 5:** sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo con coefficiente  $n = 5,70$  (azioni accidentali variabili e termici).

### 6.3. Travi principali

Con riferimento alla sezione trasversale tipica dell'impalcato, in tabella si sintetizzano i valori di: area, momento di inerzia rispetto l'asse orizzontale ( $I_x$ ), momento di inerzia rispetto l'asse verticale ( $I_y$ ), costante torsionale (Ct), modulo di resistenza al lembo inferiore della trave ( $W_{x,fe.inf}$ ), modulo di resistenza al lembo superiore della trave ( $W_{x,fe.sup}$ ), moduli di resistenza alla fibra inferiore e alla fibra superiore della soletta ( $W_{x,sol.inf}$  e  $W_{x,sol.sup}$  rispettivamente).

Trave di bordo

	Area cm <sup>2</sup>	$I_x$ cm <sup>4</sup>	$W_{x,fe.inf}$ cm <sup>3</sup>	$W_{x,fe.sup}$ cm <sup>3</sup>	$W_{x,sol.inf}$ cm <sup>3</sup>	$W_{x,sol.sup}$ cm <sup>3</sup>	$I_y$ cm <sup>4</sup>	Ct cm <sup>4</sup>
<b>I Fase</b>	560,7	798.715	17.214	17.214	--	--	50.106	2.307
<b>II Fase (n=17,37)</b>	754,3	1.346.929	21.690	43.874	637.497	637.497	420.039	2.307
<b>III Fase (n=19.31)</b>	737,7	1.310.913	21.455	41.354	671.452	446.450	300.286	2.307
<b>IV-V Fase (n=5,70)</b>	1.068	1.819.577	24.100	105.178	468.561	258.096	855.271	2.307

Trave centrale

	Area cm <sup>2</sup>	$I_x$ cm <sup>4</sup>	$W_{x,fe.inf}$ cm <sup>3</sup>	$W_{x,fe.sup}$ cm <sup>3</sup>	$W_{x,sol.inf}$ cm <sup>3</sup>	$W_{x,sol.sup}$ cm <sup>3</sup>	$I_y$ cm <sup>4</sup>	Ct cm <sup>4</sup>
<b>I Fase</b>	560,7	798.715	17.214	17.214	--	--	50.106	2.307
<b>II Fase (n=17,37)</b>	731,7	1.298.593	21.394	40.455	592.036	395.036	357.979	2.307
<b>III Fase (n=19.31)</b>	714,5	1.259.052	21.152	37.923	620.212	417.737	327.048	2.307
<b>IV-V Fase (n=5,70)</b>	1.081,7	1.834.964	24.144	109.224	458.741	250.222	988.308	2.307

### 6.4. Traversi di testata

I traversi di testata sono realizzati con profili HEA600.

Le principali caratteristiche meccaniche dei profili sono:

$b = 300$  mm

$h = 590$  mm

$a = 13,0$  mm

$e = 25,0$  mm

$r = 27$  mm

$A = 226,5$  cm<sup>2</sup>

$J_x = 141.200$  cm<sup>4</sup>

$W_x = 4.787$  cm<sup>3</sup>

$J_y = 11.270$  cm<sup>4</sup>

$W_y = 751,4$  cm<sup>3</sup>



### 6.1. Spezzoni di trave in corrispondenza dei raccordi

Gli spezzoni di trave obliqui posizionati in corrispondenza dei raccordi sono dei profili HEA900.

Le principali caratteristiche meccaniche dei profili sono:

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 890 \text{ mm}$$

$$a = 16,0 \text{ mm}$$

$$e = 30,0 \text{ mm}$$

$$r = 30 \text{ mm}$$

$$A = 320,5 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 422.100 \text{ cm}^4$$

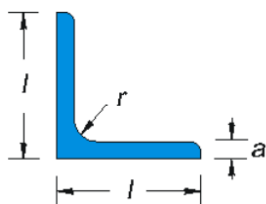
$$W_x = 13.550 \text{ cm}^3$$

$$J_y = 9.485 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 903,1 \text{ cm}^3$$

### 6.2. Briglie inferiori e superiori e diagonali di parete trasversi reticolari

Le briglie sono costituite da profili angolari ad L a lati uguali accoppiati di spalla, di dimensioni pari a 90x9 mm. Le principali caratteristiche meccaniche sono:



$$l = 90 \text{ mm}$$

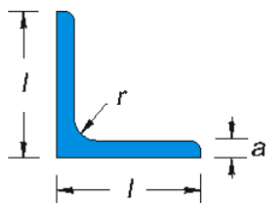
$$a = 9 \text{ mm}$$

$$r = 11 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Area} &= 2 \times 15,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Inerzia flessionale, } J &= 2 \times 116 \text{ cm}^4 \\ \text{Modulo di resistenza, } W &= 2 \times 17,9 \text{ cm}^3 \\ \text{Raggio di inerzia minimo, } i &= 2,73 \text{ cm} \end{aligned}$$

### 6.3. Controventi di costruzione

I diagonali orizzontali di controvento sono costituiti da profili angolari ad L a lati uguali accoppiati di spalla, di dimensioni pari a 100x10 mm. Per le caratteristiche meccaniche si rimanda alle briglie dei trasversi.



$$l = 100 \text{ mm}$$

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$r = 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Area} &= 2 \times 19,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Inerzia flessionale, } J &= 2 \times 177 \text{ cm}^4 \\ \text{Modulo di resistenza, } W &= 2 \times 24,6 \text{ cm}^3 \\ \text{Raggio di inerzia minimo, } i &= 1,95 \text{ cm} \end{aligned}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 26 di 68

## 7. ANALISI STRUTTURALE

### 7.1. Ipotesi di progetto e fasi di calcolo

Poiché l'impalcato è stato progettato con sezione mista acciaio-calcestruzzo, ai fini delle verifiche assumono particolare importanza le fasi costruttive, cui corrispondono diverse sollecitazioni e diverse caratteristiche degli elementi strutturali resistenti.

**Fase 1.** L'impalcato è costituito dalle sole strutture metalliche e si realizza il getto della soletta sulle lastre prefabbricate. In tale fase l'intero carico, costituito dal peso proprio degli elementi metallici, dalle lastre cassero e dal conglomerato cementizio che costituisce la soletta, grava interamente sulla struttura metallica. Le verifiche pertanto verranno effettuate sulle sole sezioni in acciaio delle travi.

**Fase 2.** Una volta giunto a maturazione il calcestruzzo della soletta, si è attivata la collaborazione del getto con le travi in acciaio. In tale fase vengono realizzate la pavimentazione, i cordoli laterali e le barriere di sicurezza. I carichi presenti che agiscono sull'intera struttura sono dovuti alle sole opere di finitura (carichi permanenti) integralmente computati. Le strutture resistenti sono costituite da sezioni miste acciaio-clc.

In questa fase, il coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo vale, in accordo con quanto esplicitato nei precedenti capitoli:

$$n = \frac{E_{\text{acciaio}}}{E_{c,perm}^*} = \frac{206.000 \text{ N/mm}^2}{11.859 \text{ N/mm}^2} = 17,37$$

**Fase 3.** Nella terza fase si introducono le sollecitazioni prodotte dagli effetti a lungo termine del ritiro. Le sezioni resistenti delle travi principali, sono quelle costituite da travi in acciaio e soletta collaborante.

In questa fase, il coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo vale:

$$n = \frac{E_{\text{acciaio}}}{E_{c,perm}^*} = \frac{206.000 \text{ N/mm}^2}{10.670 \text{ N/mm}^2} = 19,31$$

**Fase 4.** Nella quarta fase si studia l'impalcato in esercizio, introducendo le azioni variabili da traffico dovute agli schemi di carico precedentemente descritti, e che simulano i carichi mobili in transito sul viadotto, e le altre azioni variabili incluso l'effetto della temperatura.

In tale fase le sezioni resistenti delle travi principali sono quelle costituite da travi in acciaio e soletta collaborante in campata, considerando per il coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo il valore finale:

$$n = \frac{E_{\text{acciaio}}}{E_{c0}} = \frac{206.000 \text{ N/mm}^2}{36.050 \text{ N/mm}^2} = 5,7$$

### 7.2. Modelli di calcolo

Per studiare correttamente il comportamento delle strutture, sono stati realizzati diversi modelli di calcolo ad elementi finiti, a simulare le diverse fasi descritte nel precedente paragrafo.

I modelli sono stati realizzati mediante il codice di calcolo automatico SAP2000 che implementa il metodo degli Elementi Finiti.

I modelli di calcolo sono tridimensionali e descrivono le caratteristiche geometriche e di rigidità delle strutture nelle varie fasi, differenziando le sezioni resistenti ed i carichi in ciascun modello. I

modelli sono a graticcio, e sono costituiti dalle travi longitudinali, dai traversi e dal sistema di controventi. La soletta è stata modellata come carico applicato alle travi in acciaio per il modello della prima fase, come area di calcestruzzo collaborante alla trave per i modelli relativi alle successive fasi, con coefficiente di omogeneizzazione differenziato a seconda della situazione temporale. Tutti gli elementi strutturali sono perciò elementi “beam” a due nodi.

Gli appoggi, costituiti da isolatori sismici, sono stati modellati come cerniere e carrelli, disposti come da schema degli appoggi riportato sugli elaborati grafici e nel capitolo della presente relazione relativo agli appoggi.

Su tutti i modelli sono state eseguite analisi strutturali di tipo statico.

Di seguito si sintetizzano i modelli realizzati:

- |               |   |
|---------------|---|
| Modello Fase1 | Prima fase – Travi con sezione in acciaio e pesi propri             |
| Modello Fase2 | Seconda fase – Travi con sezione mista, carichi permanenti          |
| Modello Fase4 | Quarta fase – Travi con sezione mista, variabili da traffico, vento |

Le azioni dovute agli effetti del ritiro in soletta e della variazione termica lineare (contrazione o dilatazione in soletta) sono stati valutati con procedimento analitico pseudo-statico equivalente.

Di seguito sono illustrate alcune viste particolari dei modelli strutturali utilizzati.

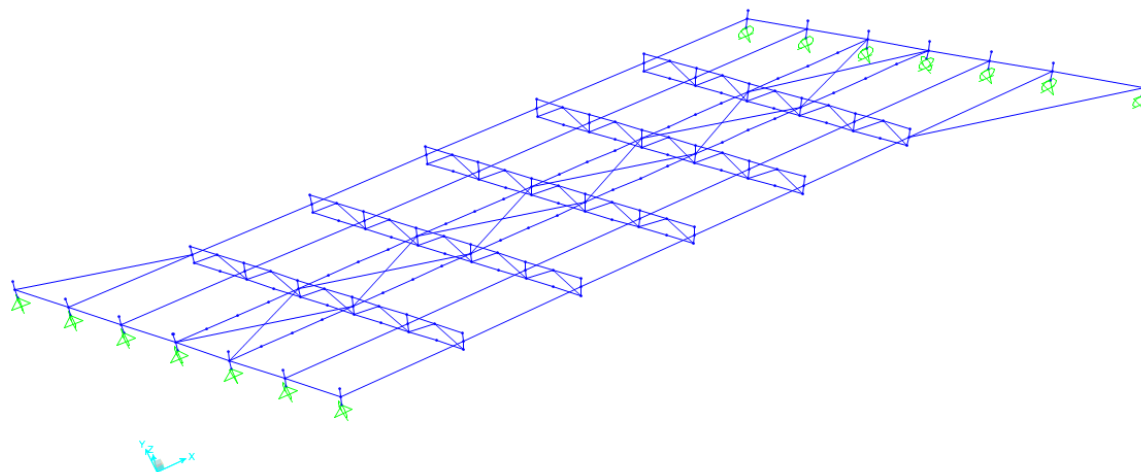


Fig. 9 – Vista tridimensionale del modello a graticcio

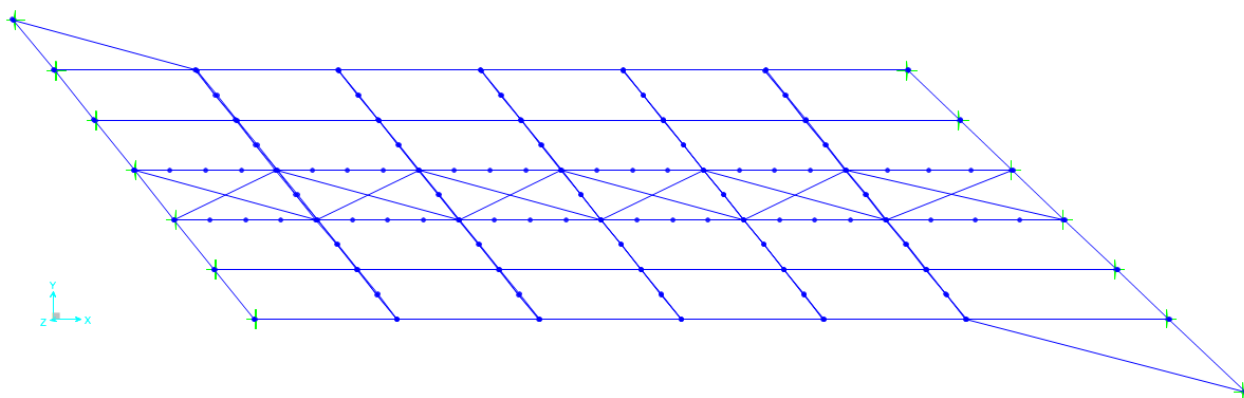


Fig. 10 – Vista in pianta del modello a graticcio

### 7.1. Ripartizione trasversale dei carichi

Per valutare la ripartizione trasversale dei carichi è stato realizzato un modello ausiliario rappresentativo di una fascia di soletta di larghezza pari a 1 m su 6 appoggi disposti in corrispondenza delle travi.

Su questo modello sono stati applicati tutti i carichi verticali statici illustrati in precedenza, ottenendo così le reazioni vincolari sulle travi caso per caso. Successivamente le forze ottenute sono state applicate sui modelli tridimensionali a graticcio.

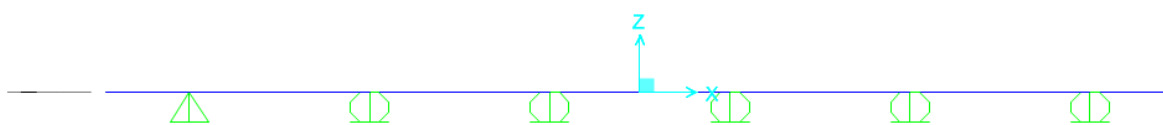


Fig. 11 – Vista del modello di calcolo ausiliario

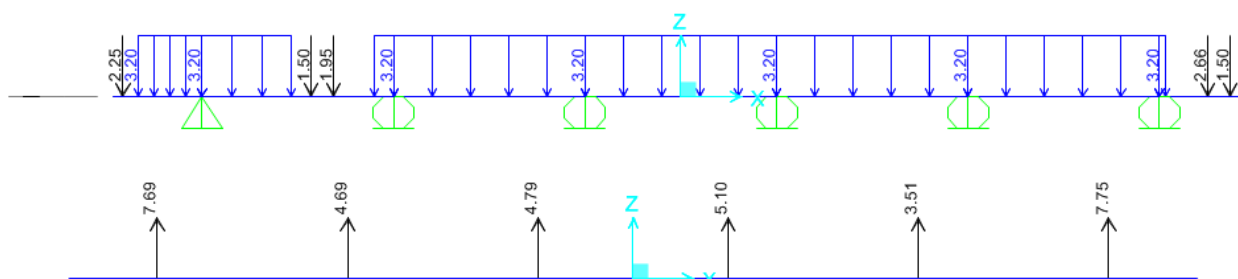


Fig. 12 – Applicazione carichi permanenti e reazioni risultanti

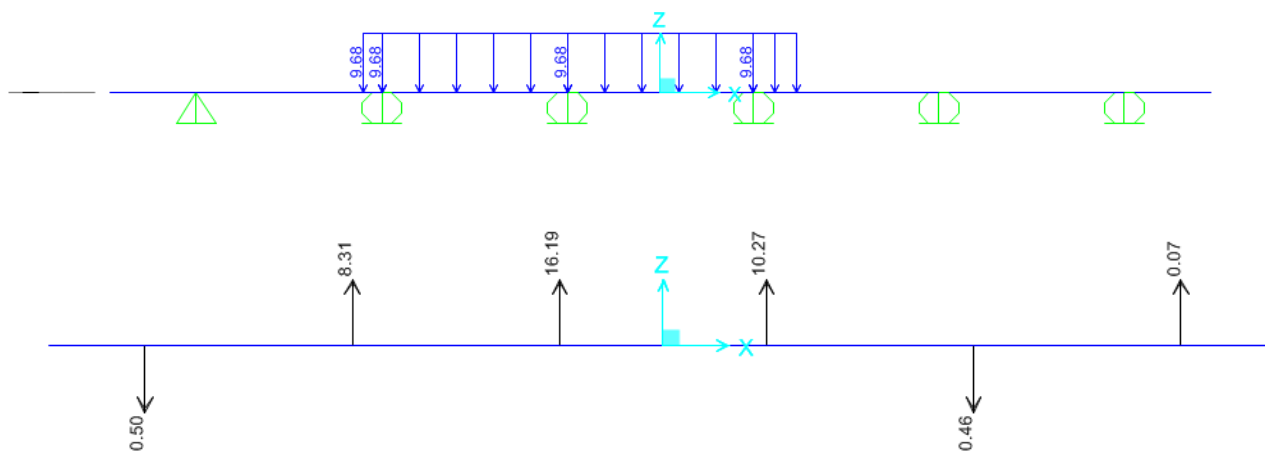


Fig. 13 – Applicazione carichi da traffico t1 e risultanti

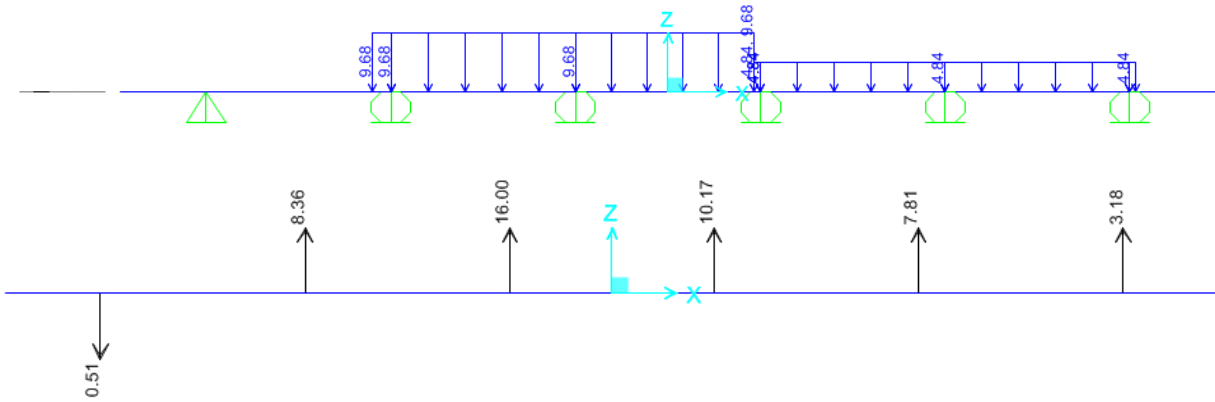


Fig. 14 – Applicazione carichi da traffico  $t_2$  e risultanti

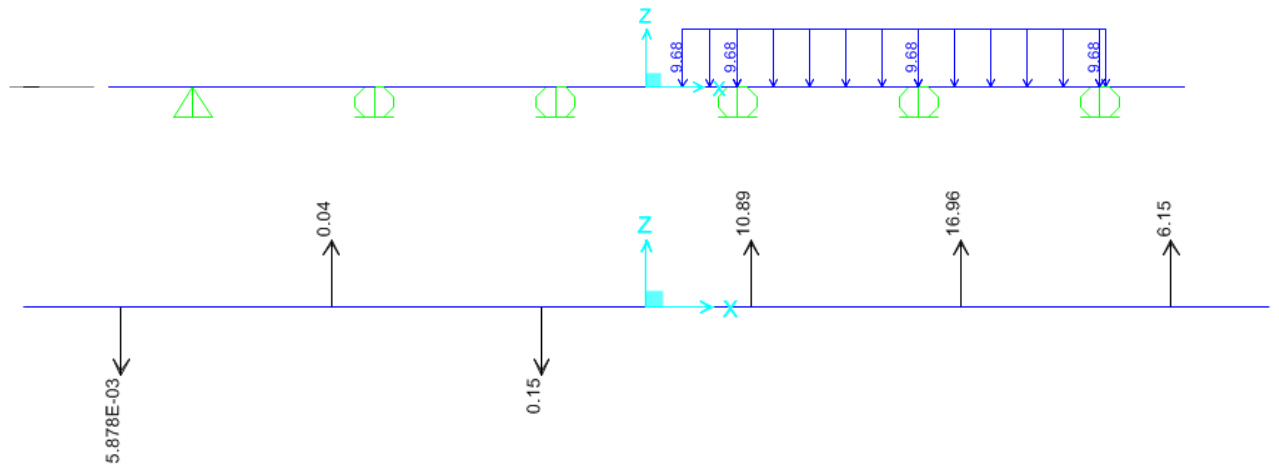


Fig. 15 – Applicazione carichi da traffico  $t_3$  e risultanti

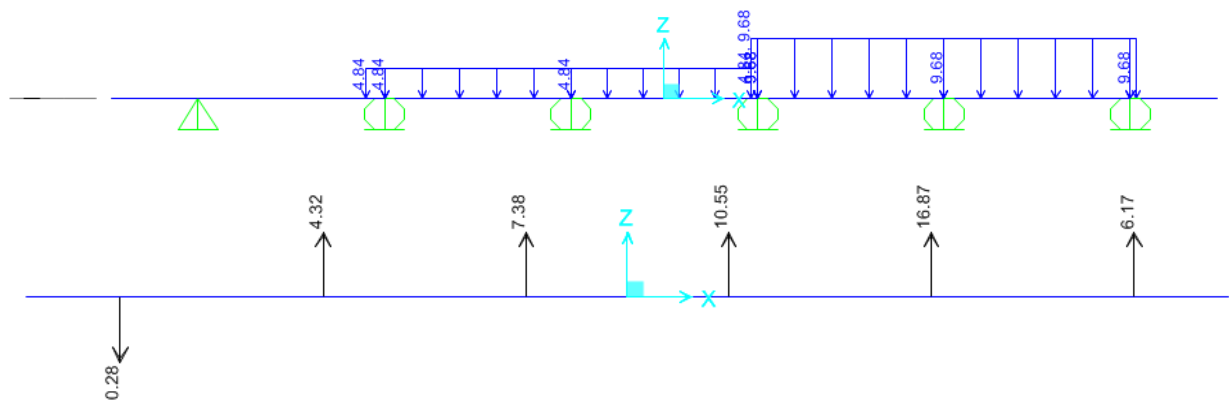


Fig. 16 – Applicazione carichi da traffico  $t_4$  e risultanti

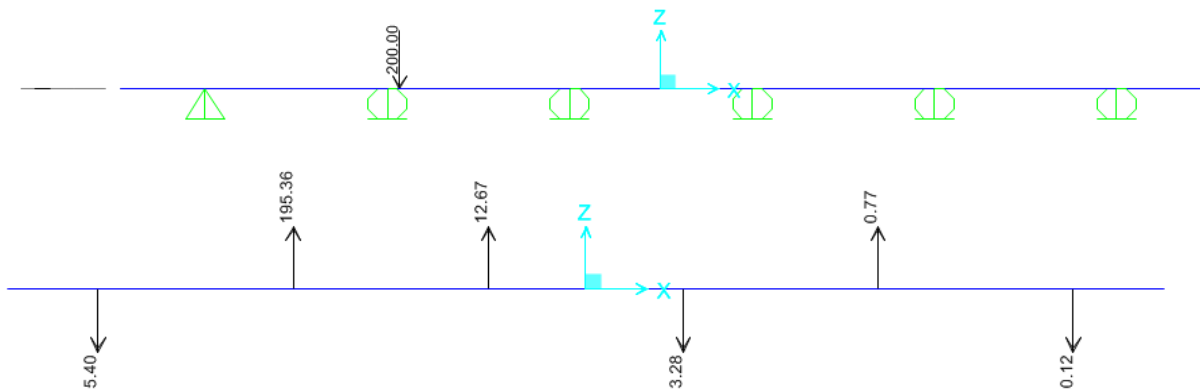


Fig. 17 – Applicazione carichi da traffico T1 e risultanti

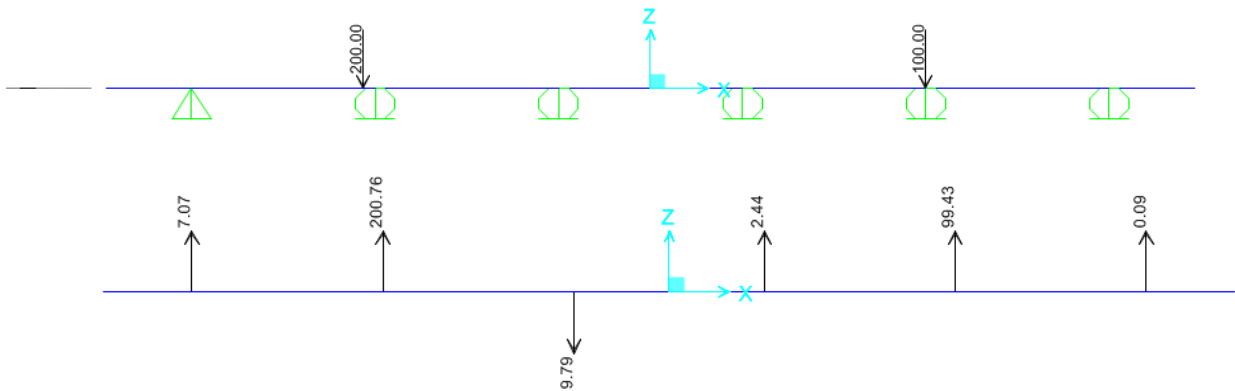


Fig. 18 – Applicazione carichi da traffico T2 e risultanti

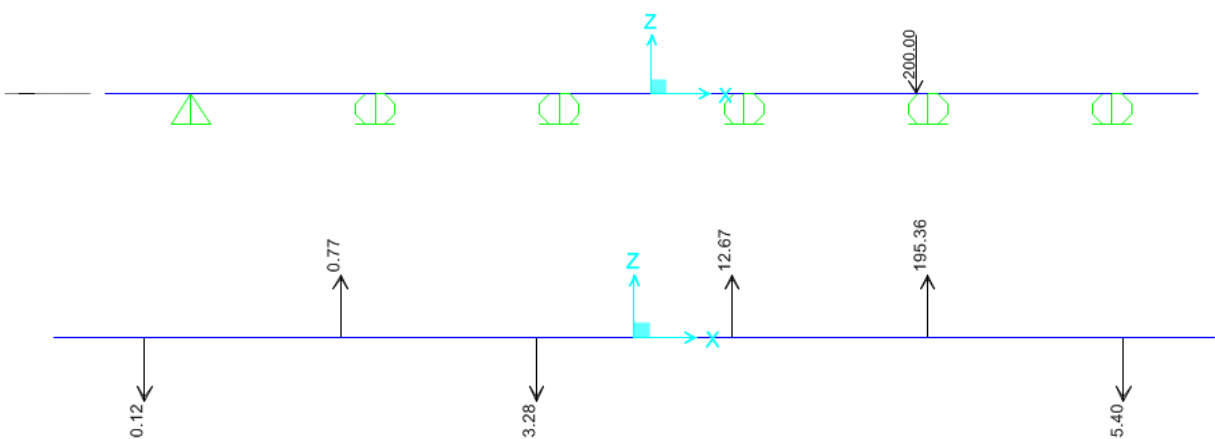


Fig. 19 – Applicazione carichi da traffico T3 e risultanti

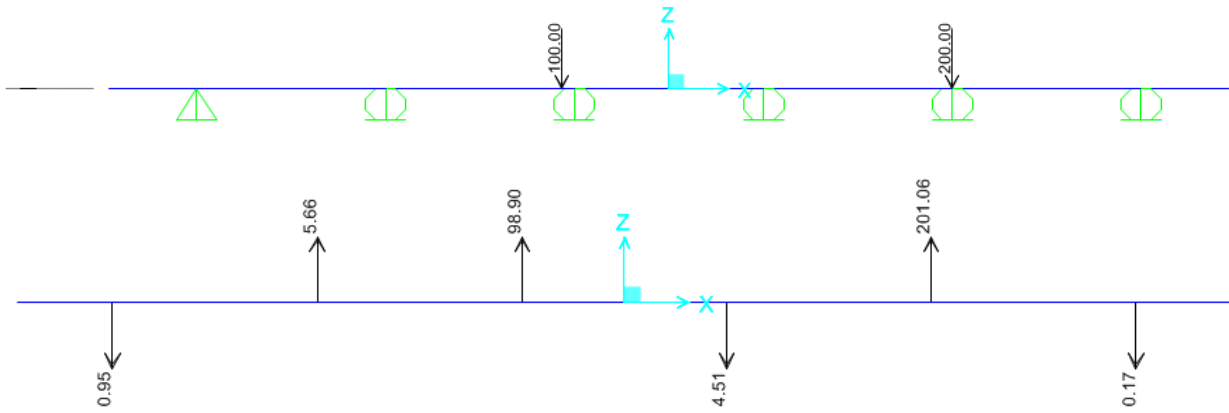


Fig. 20 – Applicazione carichi da traffico T4 e risultanti

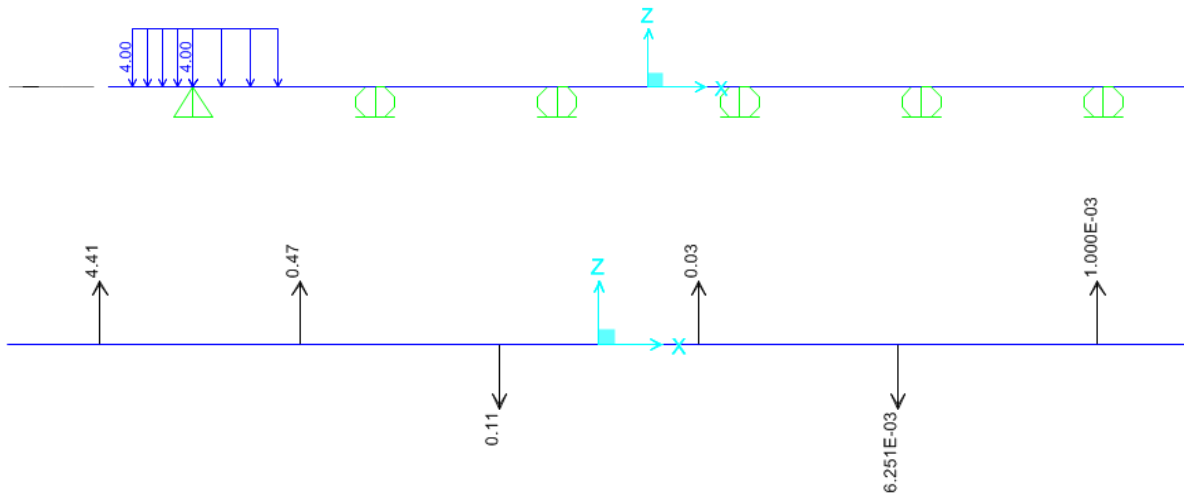


Fig. 21 – Applicazione carico da folla e risultanti

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 32 di 68

## 8. VERIFICHE DELL'IMPALCATO

Nel presente capitolo vengono sintetizzate le verifiche più significative dell'impalcato.

In particolare vengono espone le verifiche di resistenza e stabilità delle travi principali e dei traversi di campata e di testata.

Tutte le sezioni risultano verificate, in particolare si espongono le verifiche delle travi principali nelle sezioni maggiormente sollecitate e più significative.

Le verifiche sono state condotte agli Stati Limite secondo le prescrizioni della CNR10011.

### 8.1. Verifiche di resistenza delle travi principali

#### 8.1.1. Trave di bordo – verifica a flessione sezione in mezzzeria

La verifica di resistenza delle travi principali viene svolta agli Stati Limite Ultimi valutando lo stato tensionale della sezione mista.

Le tensioni di riferimento per i materiali sono indicate al §3.0.1 della parte V del DM 1996 sulle strutture miste acciaio-calcestruzzo.

In particolare la resistenza di calcolo del calcestruzzo  $f_{cd}$  risulta pari a:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = (R_{ck} \cdot 0,83) / \gamma_c = 40 \times 0,83 / 1,6 = 20,75 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo  $f_{sd}$  è definita mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_m} = \frac{355}{1} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Si riporta la sintesi delle sollecitazioni nelle diverse fasi di carico per la sezione maggiormente sollecitata, agli Stati Limite Ultimi, avendo impegnato la seguente convenzione di segno:

N azione assiale sulla singola trave di impalcato positiva di trazione

Vy azione di taglio sulla singola trave di impalcato

Mx momento flettente sulla singola trave di impalcato, positivo se tende le fibre inferiori

	N [kN]	Vy [kN]	Mx [kN]
I) Peso proprio acciaio + soletta	-92,79	~0	2022,57
II) Permanenti portati	-65,04	~0	940,26
III) Ritiro della soletta	-966	0	
IV) Azioni variabili da traffico e vento	-360,51	~0	3045,05
V) Temperatura ( $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$ )	$\pm 2026,52$	0	



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 33 di 68

### Calcolo delle tensioni:

	$\sigma_{fe,inf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{fe,sup}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{sol,inf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{sol,sup}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
I) Peso proprio acciaio + soletta	115,8	-119,2		
II) Permanenti portati	42,5	-22,1	-2,3	-3,0
III) Ritiro della soletta	8,1	-23,9	1,9	1,6
IV) Azioni variabili da traffico e vento	122,6	-30,1	-9,7	-15,2
V) Temperatura ( $\Delta T = \pm 10^\circ C$ )	8,0	-23,1	-2,2	-1,1
<b>TOTALE</b>	<b>297,0</b>	<b>-218,3</b>	<b>-12,3</b>	<b>-17,7</b>

La sezione risulta dunque verificata in ogni punto.

#### 8.1.2. Trave di bordo – verifica a taglio

Si riportano le sollecitazioni per la trave maggiormente sollecitata a taglio, fase per fase, agli Stati Limite Ultimi.

	V <sub>y</sub> [kN]
I) Peso proprio acciaio + soletta	308,4
II) Permanenti portati	158,84
IV) Azioni variabili da traffico e vento	448,5
<b>TOTALE</b>	<b>915,74</b>

La verifica si effettua tenendo conto della resistenza della sola anima della trave in acciaio, trascurando il contributo della soletta di calcestruzzo.

Tensione tangenziale media:

$$\tau_{med} = \frac{V_y}{A_w} = \frac{915,74 \cdot 10^3}{848,2 \cdot 22,5} = \frac{47,98 N}{mm^2} < \frac{204,96 N}{mm^2} = f_{d,taglio}$$

La sezione risulta quindi verificata

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato		Foglio 34 di 68

### 8.1.3. Trave centrale – verifica a flessione sezione in mezzzeria

Analogamente a quanto fatto per la trave di bordo, si riporta la sintesi delle sollecitazioni nelle diverse fasi di carico, agli Stati Limite Ultimi.

	N [kN]	Vy [kN]	Mx [kN]
I) Peso proprio acciaio + soletta	-41,97	~0	2003,49
II) Permanenti portati	8,175	~0	853,0
III) Ritiro della soletta	-966	0	
IV) Azioni variabili da traffico e vento	-297,624	~0	3325,52
V) Temperatura ( $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$ )	$\pm 2026,52$	0	

### Calcolo delle tensioni:

	$\sigma_{fe,inf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{fe,sup}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{sol,inf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{sol,sup}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
I) Peso proprio acciaio + soletta	115,6	-117,1		
II) Permanenti portati	39,9	-19,6	-1,3	-2,1
III) Ritiro della soletta	8,6	-24,1	1,8	1,5
IV) Azioni variabili da traffico e vento	135,2	-31,8	-9,1	-14,6
V) Temperatura ( $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$ )	8,3	-22,4	-2,1	-0,9
<b>TOTALE</b>	<b>307,6</b>	<b>-215,4</b>	<b>-10,7</b>	<b>-16,1</b>

La sezione risulta dunque verificata in ogni punto.

### 8.1.4. Trave centrale – verifica a taglio

Si riportano le sollecitazioni per la trave maggiormente sollecitata a taglio, fase per fase, agli Stati Limite Ultimi.

	Vy [kN]
I) Peso proprio acciaio + soletta	322,47
II) Permanenti portati	122,63
IV) Azioni variabili da traffico e vento	1136,04
<b>TOTALE</b>	<b>1581,14</b>

La verifica si effettua tenendo conto della resistenza della sola anima della trave in acciaio, trascurando il contributo della soletta di calcestruzzo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 35 di 68

Tensione tangenziale media:

$$\tau_{med} = \frac{V_y}{A_w} = \frac{1581,14 \cdot 10^3}{848,2 \cdot 22,5} = \frac{82,85N}{mm^2} < \frac{204,96N}{mm^2} = f_{d,taglio}$$

La sezione risulta quindi verificata

### 8.1.5. Trave centrale – verifica a flessione sezione in corrispondenza del giunto

Si verifica nel presente paragrafo la sezione della trave principale centrale maggiormente sollecitata in corrispondenza dell'unione con giunti e coprigiunti. Le verifiche tengono conto della sezione al netto dei fori.

Si riporta la sintesi delle sollecitazioni nelle diverse fasi di carico, agli Stati Limite Ultimi.

	N [kN]	Vy [kN]	Mx [kN]
I) Peso proprio acciaio + soletta	-	~0	1454,45
II) Permanenti portati	-	~0	621,00
III) Ritiro della soletta	-966	0	
IV) Azioni variabili da traffico e vento	-156,93	~0	1537,5
V) Temperatura ( $\Delta T = \pm 10^\circ C$ )	$\pm 2026,52$	0	

### Calcolo delle tensioni:

	$\sigma_{fe,inf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{fe,sup}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{sol,inf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{sol,sup}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
I) Peso proprio acciaio + soletta	101,1	-101,1		
II) Permanenti portati	29,0	-15,4	-1,0	-1,6
III) Ritiro della soletta	8,7	-25,9	1,8	1,4
IV) Azioni variabili da traffico e vento	62,2	-15,5	-4,8	-7,6
V) Temperatura ( $\Delta T = \pm 10^\circ C$ )	8,1	-23,8	-2,0	-0,9
<b>TOTALE</b>	<b>209,2</b>	<b>-181,8</b>	<b>-6,1</b>	<b>-8,6</b>

La sezione risulta dunque verificata in ogni punto.

### 8.1.6. Trave centrale– verifica a taglio

Si riportano le sollecitazioni per la trave maggiormente sollecitata a taglio, fase per fase, agli Stati Limite Ultimi.

	V <sub>y</sub> [kN]
I) Peso proprio acciaio + soletta	143,04
II) Permanenti portati	64,17
IV) Azioni variabili da traffico e vento	408,00
<b>TOTALE</b>	<b>615,21</b>

La verifica si effettua tenendo conto della resistenza della sola anima della trave in acciaio, trascurando il contributo della soletta di calcestruzzo, considerando la sezione al netto dei fori.

Tensione tangenziale media:

$$\tau_{med} = \frac{V_y}{A_w} = \frac{615,21 \cdot 10^3}{13950} = \frac{44,10N}{mm^2} < \frac{204,96N}{mm^2} = f_{d,taglio}$$

La sezione risulta quindi verificata

### 8.1. Verifiche di resistenza dei traversi

Si riporta nel presente paragrafo la verifica del traverso tipico di campata.

I traversi sono costituiti da profili a doppio L 90x9 imbullonati secondo lo schema raffigurato nella seguente immagine.

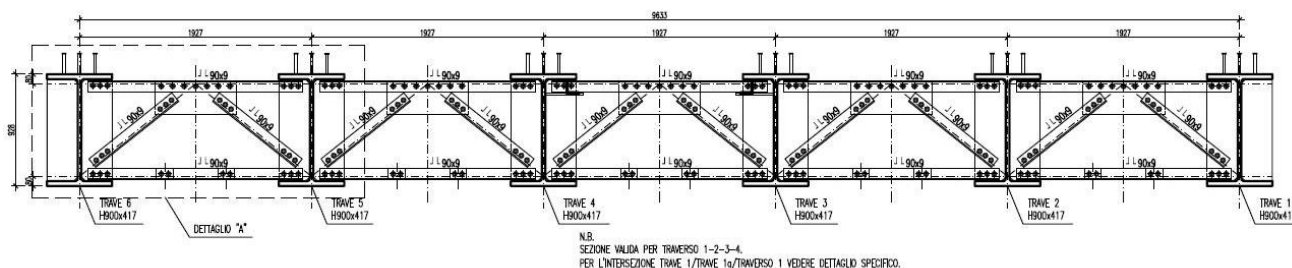


Fig. 22 – Traverso tipico di campata

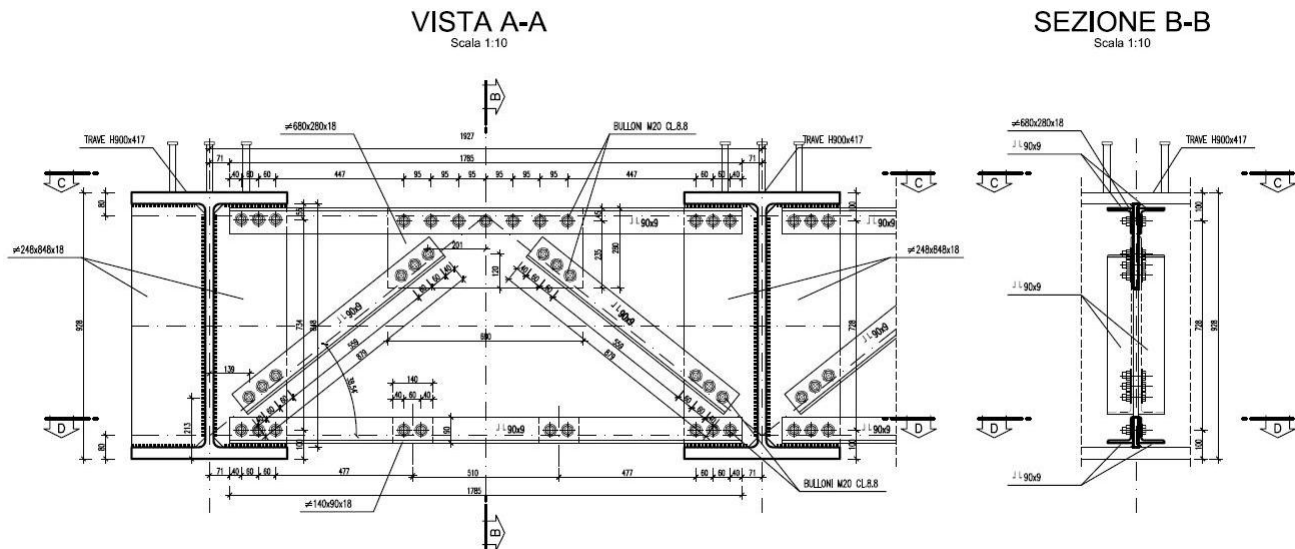


Fig. 23 – Dettagli traverso tipico di campata

### 8.1.1. Briglia superiore

Si riportano nella seguente tabella le sollecitazioni agenti sull'elemento maggiormente sollecitato, ponendo come positive le sollecitazioni di trazione.

	N [kN]
I) Peso proprio acciaio + soletta	2,51
II) Permanenti portati	55,55
IV) Azioni variabili da traffico e vento	-493,71
<b>TOTALE</b>	<b>-381,65</b>

Si esegue la verifica di instabilità secondo le indicazioni della CNR10011.

Dalle proprietà geometriche della membratura si ottiene la snellezza del profilo e quindi il coefficiente  $\omega$ :

$$L = 1\text{m}$$

$$A = 31\text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = 2,73\text{ cm}$$

$$\lambda = 36,63$$

$$\omega = 1,18$$

$$\sigma = \omega N/A = 1,18 \times (-381,65) \times 10^3 / 3100\text{ mm}^2 = 145,27\text{ N/mm}^2 < 355\text{ N/mm}^2 = f_d$$

L'elemento risulta quindi verificato.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 38 di 68

### 8.1.2. Briglia inferiore

Si riportano nella seguente tabella le sollecitazioni agenti sull'elemento maggiormente sollecitato, ponendo come positive le sollecitazioni di trazione.

	N [kN]
I) Peso proprio acciaio + soletta	-1,95
II) Permanenti portati	-59,76
IV) Azioni variabili da traffico e vento	-126,22
<b>TOTALE</b>	<b>-187,93</b>

Si esegue la verifica di instabilità secondo le indicazioni della CNR10011.

Dalle proprietà geometriche della membratura si ottiene la snellezza del profilo e quindi il coefficiente  $\omega$ :

$$L = 2\text{m}$$

$$A = 31 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = 2,73 \text{ cm}$$

$$\lambda = 73,26$$

$$\omega = 1,82$$

$$\sigma = \omega N/A = 1,82 \times (-187,93) \times 10^3 / 3100 \text{ mm}^2 = 110,33 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 = f_d$$

L'elemento risulta quindi verificato.

### 8.1.3. Diagonale

Si riportano nella seguente tabella le sollecitazioni agenti sull'elemento maggiormente sollecitato, ponendo come positive le sollecitazioni di trazione.

	N [kN]
I) Peso proprio acciaio + soletta	0,9
II) Permanenti portati	37,95
IV) Azioni variabili da traffico e vento	-282,00
<b>TOTALE</b>	<b>-242,90</b>

Si esegue la verifica di instabilità secondo le indicazioni della CNR10011.

Dalle proprietà geometriche della membratura si ottiene la snellezza del profilo e quindi il coefficiente  $\omega$ :

$$L = 1,32 \text{ m}$$

$$A = 31 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = 2,73 \text{ cm}$$

$$\lambda = 48,35$$

$$\omega = 1,33$$

$$\sigma = \omega N/A = 1,33 \times (-242,90) \times 10^3 / 3100 \text{ mm}^2 = 104,21 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 = f_d$$

L'elemento risulta quindi verificato.

#### 8.1.4. Verifiche del traverso di testata

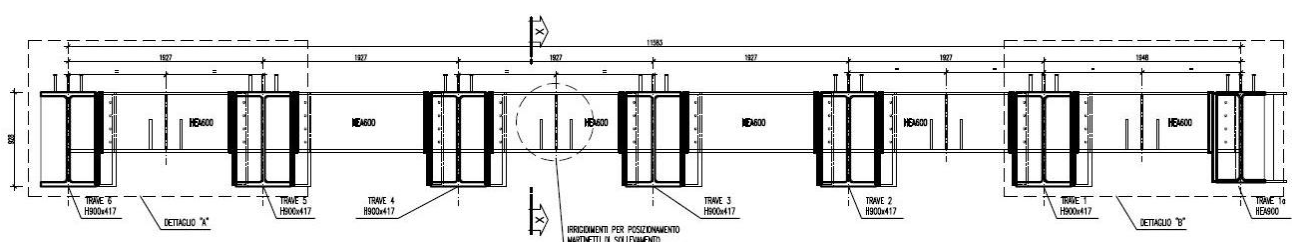


Fig. 24 – Traverso tipico di testata

Le verifiche del traverso di testata vengono effettuate considerando la situazione di carico più gravosa, ovvero il sollevamento dell'impalcato per la sostituzione degli appoggi.

La sostituzione degli apparecchi d'appoggio avverrà mediante martinetti collocati in quattro punti, identificati negli elaborati grafici.

Per valutare le sollecitazioni dei due traversi sono stati realizzati due modelli di calcolo, uno per ciascun traverso, costituiti dalla trave HEB600 su quattro appoggi in corrispondenza dei quattro martinetti. I carichi applicati sulla trave sono le reazioni sulle travi principali dovute alle condizioni di carico di peso proprio e carichi permanenti. Queste forze vengono applicate perciò in corrispondenza delle travi principali.

La verifica viene effettuata per il traverso maggiormente sollecitato.

Si riportano nelle seguenti immagini gli andamenti delle sollecitazioni flettenti e taglianti agli SLU.

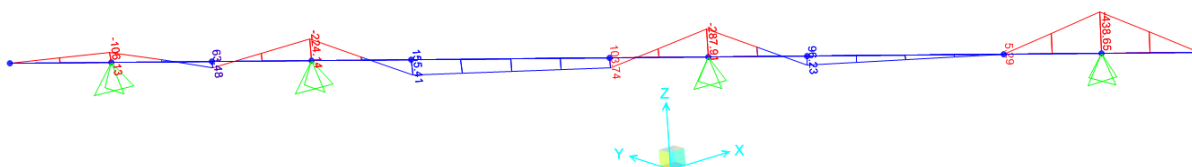


Fig. 25 – Andamento momento flettente sul traverso di testata

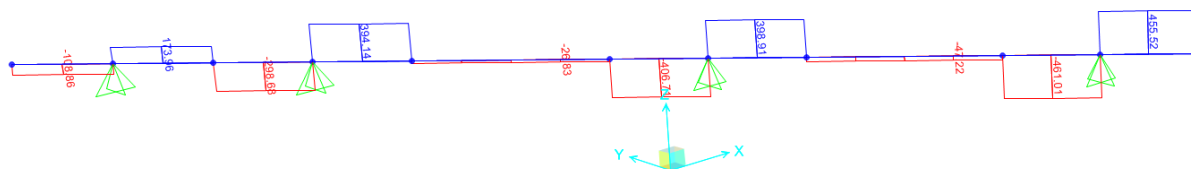


Fig. 26 – Andamento del taglio sul traverso di testaa

Si effettua la verifica trascurando il contributo favorevole della soletta in calcestruzzo.

Le sollecitazioni massime sul traverso valgono:

$$M_x = -438,65 \text{ kNm}$$

$$V_y = 461,01 \text{ kN}$$

Da cui si ricava:

$$\sigma = M_x/W_x = -438,65 \times 10^3/4.787 = 91,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = V_y/A_w = 461,01 \times 10^3/540 \times 13 = 65,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)} = 146,06 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 = f_d$$

L'elemento risulta quindi verificato.

### 8.1.5. Verifiche dello spezzone di trave in corrispondenza dei raccordi

Si riportano in questa sede le verifiche degli spezzoni di trave HEA900 posti in corrispondenza dei raccordi.

Data la geometria e le condizioni di carico, risulta maggiormente sollecitato lo spezzone posto in corrispondenza della spalla 2. Lo spezzone ha lunghezza di circa 7 m e le sollecitazioni più gravose sono quelle dovute al carico della ruota posta in mezzzeria.

La trave viene calcolata in semplice appoggio.

I carichi agenti sulla trave sono i seguenti:

Peso proprio trave	4,17 kN/m
Peso proprio soletta (medio)	$0,25\text{m} \times 1,50\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 9,375 \text{ kN/m}$
Carico permanente portato	$4,25 \text{ kN/m}^2 \times 1,50\text{m} = 6,375 \text{ kN/m}$
Carico variabile (impronta ruota)	100 kN

Calcolo momento massimo (ruota in mezzzeria)

$$M_x = (4,17 + 9,375 + 6,375) \times 7^2/8 + 100/2 \times 7/2 = 297,01 \text{ kNm}$$

$$M_{x,SLU} = 445 \text{ kNm}$$

Calcolo taglio massimo (ruota in su appoggio)

$$V_y = (4,17 + 9,375 + 6,375) \times 7/2 + 100 = 169,72 \text{ kN}$$

$$V_{y,SLU} = 255 \text{ kNm}$$



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>Foglio 41 di 68</p>

Si ricavano le massime tensioni sulla sezione, trascurando il contributo della collaborazione con la soletta in calcestruzzo.

$$\sigma = M_x/W_x = -455 \times 10^3/13.550 = 33,58 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 = f_d$$

$$\tau = V_y/A_w = 255 \times 10^3/830 \times 16 = 19,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)} = 33,25 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 = f_d$$

L'elemento risulta quindi verificato.

## 9. VERIFICHE DELLE CONNESSIONI

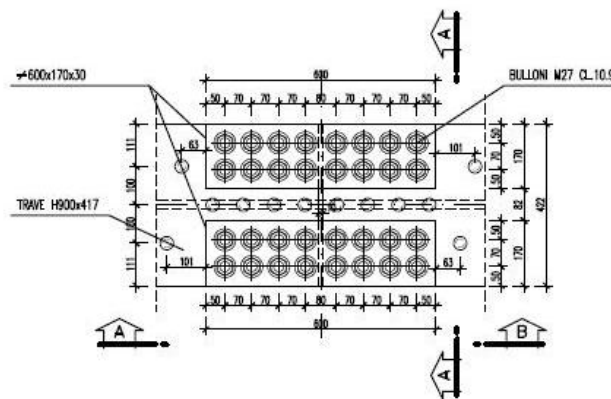
Nel presente capitolo vengono sintetizzate le verifiche delle connessioni principali tra gli elementi strutturali dell'impalcato.

Le verifiche sono state condotte secondo le prescrizioni della CNR10011.

### 9.1. Verifica del giunto con coprigiunto tra le travi principali

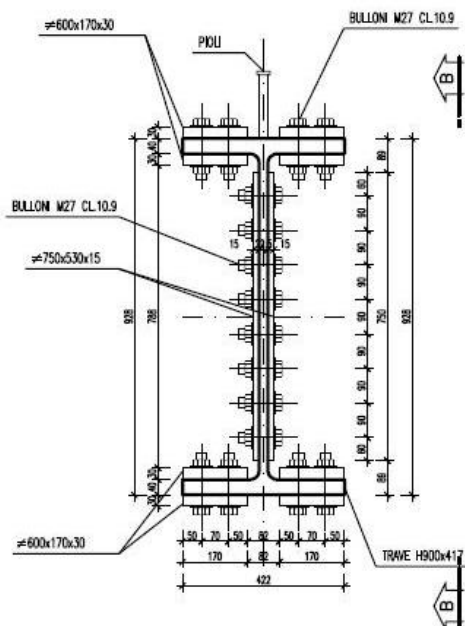
#### PIANTA

Scala 1:10



#### SEZIONE A-A

Scala 1:10



#### VISTA B-B

Scala 1:10

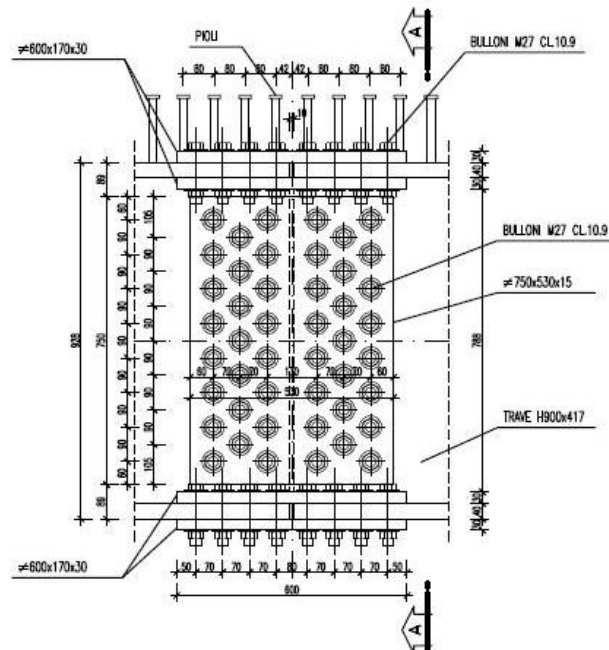


Fig. 27 – Giunto con coprigiunto tra le travi principali

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato

Foglio  
43 di 68

altezza del profilo	h	928 mm
larghezza delle ali	b	422 mm
spessore dell'anima	tw	22.5 mm
spessore delle ali	tf	39.9 mm
raggio di raccordo	r	24 mm
area sezione trasversale	A	533 cm <sup>2</sup>
momento d'inerzia massimo	Jxx	787600 cm <sup>4</sup>
modulo di resistenza massimo	Wxx	16970 cm <sup>3</sup>
modulo d'inerzia minimo	Jyy	50070 cm <sup>4</sup>
modulo di resistenza minimo	Wyy	2373 cm <sup>3</sup>
Area dell'anima	Aw	190.8 cm <sup>2</sup>
Area delle due ali	Af	342.2 cm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia delle ali	Jxx,f	664463.6 cm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia dell'anima	Jxx,w	123136.4 cm <sup>4</sup>
Diametro bulloni d'ala	d <sub>b,f</sub>	27 mm
Diametro fori	φ <sub>b,f</sub>	28.5 mm
Area resistente bulloni	A <sub>res,f</sub>	459 mm <sup>2</sup>
Diametro bulloni d'anima	d <sub>b,w</sub>	27 mm
Diametro fori d'anima	φ <sub>b,w</sub>	28.5 mm
Area resistente bulloni	A <sub>res,w</sub>	459 mm <sup>2</sup>
fori piattabanda	n	4
Area piattabanda superiore al netto dei fori	A <sub>A,sn</sub>	122.9 cm <sup>2</sup>
fori anima	n	8.0
Area anima al netto dei fori	A <sub>wn</sub>	139.5 cm <sup>2</sup>
Area piattabanda inferiore al netto dei fori	A <sub>A,in</sub>	122.9 cm <sup>2</sup>

### 9.1.1. Verifica dei bulloni sulla piattabanda superiore

Sulla piattabanda superiore si dispongono n°16 bulloni M27.

Area netta piattabanda superiore:

$$A_{A,sn}=122,9 \text{ cm}^2$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p> <p style="text-align: right;">Foglio 44 di 68</p>

Massima azione di compressione ammissibile

$$N_{as,max} = f_d \times A_{A,sn} = 355 \times 10^3 \times 12.290 = 4.362,67 \text{ kN}$$

Tensione di taglio sui bulloni

$$\tau_b = N_{as,max} / (2 \times n \times A_b) = 4.362,67 \times 10^3 / (2 \times 16 \times 459) = 297,02 \text{ N/mm}^2 < f_{d,v} = 495 \text{ N/mm}^2$$

### 9.1.2. Verifica dei coprigiunti sulla piattabanda superiore

Sulla piattabanda superiore si dispongono n°16 bulloni M27.

Area netta piattabanda superiore:

$$A_{A,sn} = 122,9 \text{ cm}^2$$

Area netta coprigiunti:

$$A_{c,s} = 171 \text{ cm}^2 > A_{A,sn}$$

### 9.1.3. Verifica dei bulloni sull'anima

Si riportano le tensioni sull'anima calcolate sulla sezione mista al netto dei fori:

$$\sigma_{sup} = -164 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{inf} = -193 \text{ N/mm}^2$$

Si determinano quindi le azioni di trazione e compressione sull'anima:

$$F_c = -592,25 \text{ kN}$$

$$F_t = 647,03 \text{ kN}$$

$$N = F_c + F_t = 54,79 \text{ kN}$$

$$M_{x,w} = F_c \times b_c + F_t \times b_t = 292,25 \text{ kN} \times 0.333 \text{ m} + 647,03 \text{ kN} \times 0,286 \text{ m} = 382,27 \text{ kNm}$$

$$V_y = 615,21 \text{ kN}$$

Si verificano i bulloni sull'anima.

$$n^{\circ} \text{ bulloni} = 23$$

Eccentricità dei bulloni rispetto al baricentro della bullonatura:

$$e = 13,5 \text{ cm}$$

Si determina il momento torcente sui bulloni d'anima:

$$M_{T,w} = M_{x,w} + V_y \times e = 435,32 \text{ kNm}$$

Momento polare della bullonatura:

$$J_p = 9856 \text{ cm}^2$$

Azione dei bulloni per sola azione assiale:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p> <p style="text-align: right;">Foglio 45 di 68</p>

$$V_{x,Az,Ass} = N/n_b = 54,78 \text{ kN} / 23 = 2,38 \text{ kN}$$

Azione sui bulloni per solo taglio:

$$V_{y,Taglio} = V_y/n_b = 615,21 \text{ kN} / 23 = 26,75 \text{ kN}$$

Azioni sui bulloni per sola torsione:

$$V_{x,i,Torsione} = M_{T,w} \times y_i/J_p$$

Sul bullone maggiormente sollecitato si ha:

$$V_{x,i,Torsione} = 148,7 \text{ kN}$$

In totale si ottiene:

$$V_x = 151,1 \text{ kN}$$

$$V_y = 59,8 \text{ kN}$$

$$V = \sqrt{(V_x + V_y)} = 162,5 \text{ kN}$$

#### 9.1.4. Verifica dei coprigiunti sull'anima

Area netta dell'anima:

$$A_{wn} = 139,5 \text{ cm}^2$$

Area netta dei coprigiunti:

$$A_{cw,n} = 84,82 \text{ cm}^2$$

Inerzia flessionale dell'anima al netto dei fori:

$$J_{w,n} = 92542,36 \text{ cm}^4$$

Inerzia flessionale dei coprigiunti al netto dei fori:

$$J_{c,n} = 98906,26 \text{ cm}^4 > J_{w,n}$$

La sezione dei coprigiunti risulta verificata.

### 9.1. Verifica dei pioli

Nel presente paragrafo si riporta la verifica dei pioli considerando la trave maggiormente sollecitata a taglio.

Le sollecitazioni di interesse, agli Stati Limite Ultimi sono le seguenti:

	Vy [kN]
II) Permanenti portati	113,30
IV) Azioni variabili da traffico e vento	683,75

I pioli hanno altezza 175 mm e diametro 22 mm, e saranno disposti, per una lunghezza di due metri a partire dall'appoggio, a passo 100 mm. Oltre le prime fasce saranno disposti a passo 200 mm.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01</p> <p>Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p> <p>Foglio 46 di 68</p>

Si calcono gli sforzi di scorrimento unitari per sovraccarichi permanenti e per carichi mobili accidentali, considerando le caratteristiche geometriche relative alla sezione omogeneizzata secondo il coefficiente  $n$  relativo alla fase di calcolo.

$$q_{perm} = \frac{V_{y,perm} \times S_g^*}{J_x} = 124,042 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc} = \frac{V_{y,acc} \times S_g^*}{J_x} = 722,22 \text{ kN/m}$$

$$Q_{TOT} = 846,27 \text{ kN/m}$$

Resistenza dei pioli

$$P_d^1 = \frac{d_p \cdot h_p (3,2 + 0,11 f_{ck})}{\gamma_s} = \frac{2,2 \cdot 8,8 (3,2 + 0,11 \cdot 33,2)}{1,4} = 94,8 \text{ kN}$$

$$P_d^2 = \frac{0,7 \cdot \pi \cdot d_p^2 \cdot f_{yk}}{40 \cdot \gamma_a} = \frac{0,7 \cdot \pi \cdot 2,2^2 \cdot 355}{40 \cdot 1,0} = 94,5 \text{ kN}$$

La resistenza dei pioli vale pertanto:

$$P = 0,8 \cdot 94,8 \text{ kN} = 75,84 \text{ kN}$$

Azione di scorrimento compatibile con la portata dei pioli ( $n=3$  pioli a passo 10 cm):

$$q = 3 \cdot P = 227,5 \text{ kN/10cm} > (q_{perm} + q_{acc}) \cdot \xi = 846,27 \text{ kN/m} \cdot 0,1 \text{ m} = 84,62 \text{ kN/10cm}$$

## 9.1. Verifica del giunto di continuità tra i traversi di testata

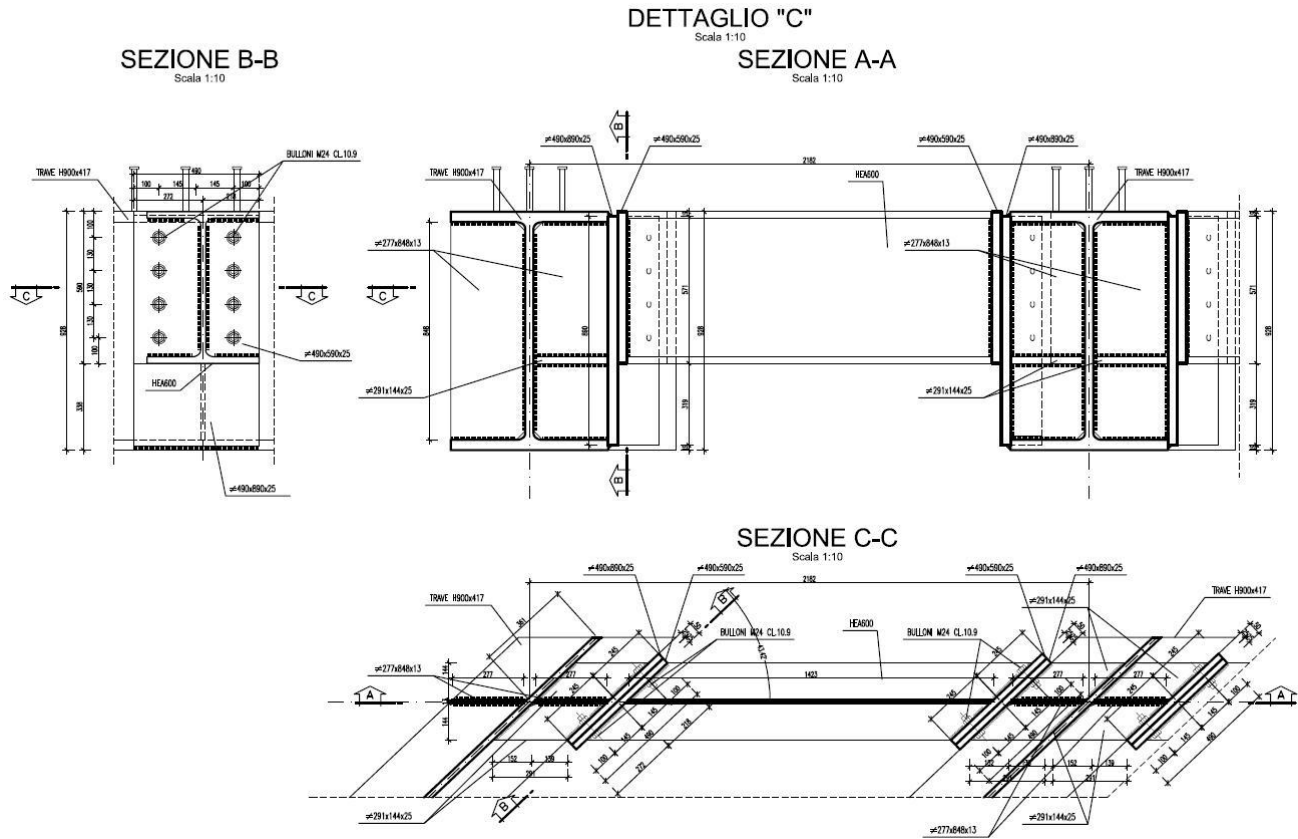


Fig. 28 – Giunto di continuità tra i traversi di testata

Le sollecitazioni massime sul traverso in corrispondenza del giunto valgono:

$$M_x = -345 \text{ kNm}$$

$$V_y = 461 \text{ kN}$$

Si riportano di seguito le caratteristiche della flangia:

Materiale	s355
b	320 mm
h	590 mm
t	25 mm
A	188800 mm <sup>2</sup>
J	5476773333 mm <sup>4</sup>
a	80 mm

Si dispongono 8 bulloni M24 classe 10.9.

Caratteristiche della bullonatura:

	n°	d mm	Ares mm <sup>2</sup>	f <sub>d,N</sub> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>d,V</sub> N/mm <sup>2</sup>	y <sub>i</sub> mm	d <sub>i</sub> = H-y <sub>i</sub> mm	e mm	W mm <sup>3</sup>
strato1	2	24	353	700	495	80	510	215	2.55E+07
strato2	2	24	353	700	495	225	365	70	7.82E+07
strato3	2	24	353	700	495	370	220	-75	-7.30E+07
strato4	2	24	353	700	495	515	75	-220	-2.49E+07

Si assume cautelativamente che l'intera sollecitazione sia incassata dal collegamento bullonato, trascurando il contributo della soletta superiore in c.a.

Ipotizzando un comportamento di flangia rigida si ottengono le sollecitazioni sui bulloni.

Sul bullone maggiormente sollecitato è presente una sollecitazione assiale pari a:

$$N_b = \frac{M_x y_i}{n_{b, strato} \sum y_i} = \frac{345 \cdot 0,51}{2 \cdot 0,447} = 196,8 \text{ kN}$$

Tale sollecitazione comporta una tensione assiale pari a:

$$\sigma_b = N_b / A_{res} = 196800 \text{ N} / 353 \text{ mm}^2 = 557,5 \text{ N/mm}^2 < 700 \text{ N/mm}^2 = f_{d,N}$$

Il contributo dovuto al taglio è:

$$V_b = \frac{V_y}{n_b} = \frac{461}{8} = 57,6 \text{ kN}$$

Tale sollecitazione comporta una tensione tangenziale pari a:

$$\tau_b = V_b / A_{res} = 57600 \text{ N} / 353 \text{ mm}^2 = 163,17 \text{ N/mm}^2 < 495 \text{ N/mm}^2 = f_{d,V}$$

Si esegue infine la verifica a taglio trazione del bullone.

$$\left( \frac{\tau}{f_{d,V}} \right)^2 + \left( \frac{\sigma}{f_{d,N}} \right)^2 = \left( \frac{163,17}{495} \right)^2 + \left( \frac{557,5}{700} \right)^2 = 0,743 \leq 1$$

La bullonatura risulta verificata.

### Verifica a rifollamento della piastra:

$$\alpha = 2,5$$

$$\sigma_{rif} = 92,1 < \alpha f_d = 887,5 \text{ N/mm}^2$$

Verifica soddisfatta



### 9.1. Verifica del giunto bullonato tra gli elementi dei traversi di campata

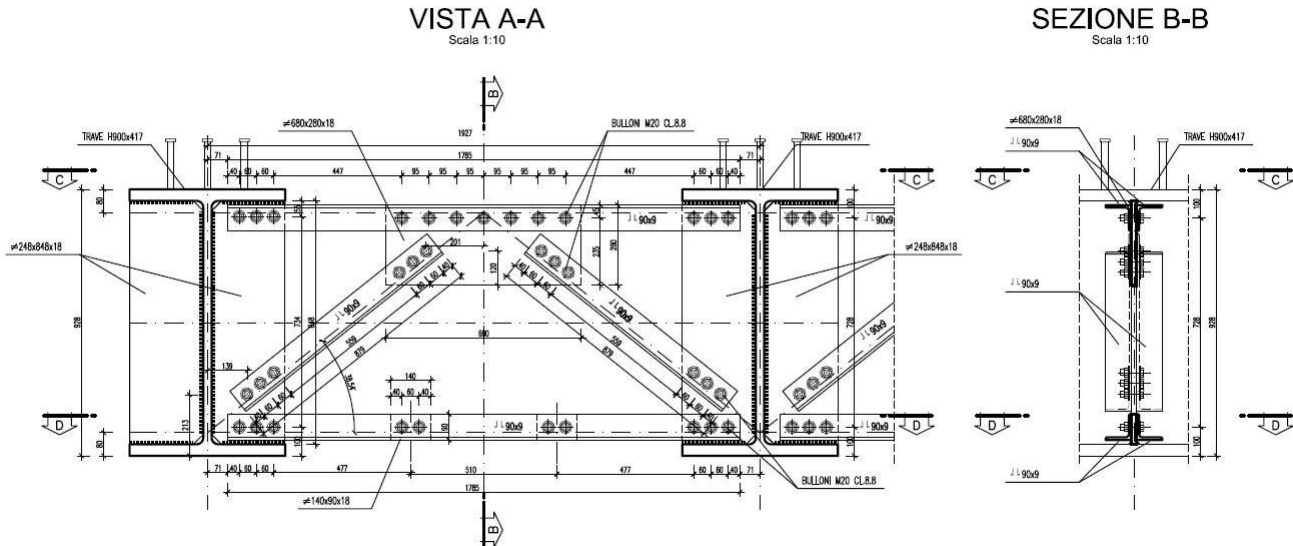


Fig. 29 – Giunto bullonato tra gli elementi dei traversi di campata

Le sollecitazioni massime sono quelle sulla briglia superiore del traverso e sono di seguito riportate:

	N [kN]
I) Peso proprio acciaio + soletta	2,51
II) Permanenti portati	55,55
IV) Azioni variabili da traffico e vento	-493,71
<b>TOTALE</b>	<b>-381,65</b>

L'unione sul fazzoletto in corrispondenza della trave principale è data da tre bulloni M20 classe 8.8.

La forza assiale sull'elemento superiore del traverso si trasmette come forza tagliante sui bulloni, e vale:

$$F_{b,v} = N/2n_b = 381,65 \text{ kN} / 6 = 63,61 \text{ kN}$$

$$\tau_b = F_{b,v} / A_{res} = 63.610 \text{ N} / 245 \text{ mm}^2 = 259,63 \text{ N/mm}^2 < 396 \text{ N/mm}^2 = f_{d,v}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 50 di 68

## 10. VERIFICHE A FATICA

Le verifiche vengono condotte utilizzando il Metodo della Regola di Miner facendo riferimento ai diagrammi delle linee SN per i particolari strutturali soggetti a trazione o compressione e per i particolari strutturali sollecitati a sforzi tangenziali. I diagrammi suddetti sono riportati alle figure successive.

Nel seguito si espongono le verifiche effettuate controllando che risulti:

$$n/n^* < 1$$

essendo:

**n** il numero di cicli effettivi relativi alle escursioni di tensione normale  $\Delta\sigma$  e tangenziale  $\Delta\tau$  dovute ai carichi variabili d'esercizio. In conformità a quanto indicato al § 4.1 del d.M. 04.05.1990 si assume  $n = 2 \times 10^6$ .

Le verifiche andrebbero condotte considerando solo il 50% dei carichi mobili che possono impegnare l'impalcato; in quanto segue si farà cautelativamente riferimento alle escursioni di tensione associate invece al totale dei carichi mobili considerati;

**n\*** il numero di cicli effettivi che sulla linea SN di riferimento corrispondono a  $\Delta\sigma$  e  $\Delta\tau$ .

Si utilizzano le seguenti formule:

### Per sollecitazioni normali

$$n^* = \frac{1}{(\gamma_s \times \gamma_m \times \Delta\sigma)^3} \times \Delta\sigma_A^3 \times 2 \cdot 10^6 \quad \text{per } \Delta\sigma \geq \Delta\sigma_D$$

$$n^* = \frac{1}{(\gamma_s \times \gamma_m \times \Delta\sigma)^5} \times \Delta\sigma_D^5 \times 5 \cdot 10^6 \quad \text{per } \Delta\sigma < \Delta\sigma_D \quad \text{e} \quad \Delta\sigma_A > 56 \text{ N/mm}^2$$

$$n^* = \frac{1}{(\gamma_s \times \gamma_m \times \Delta\sigma)^5} \times \Delta\sigma_D^5 \times 2 \cdot 10^7 \quad \text{per } \Delta\sigma < \Delta\sigma_D \quad \text{e} \quad \Delta\sigma_A \leq 56 \text{ N/mm}^2$$

### Per sollecitazioni tangenziali

$$n^* = \frac{1}{(\gamma_s \times \gamma_m \times \Delta\tau)^5} \times \Delta\tau_A^5 \times 2 \cdot 10^6$$

Con:

- $\Delta\sigma$  e  $\Delta\tau$  escursioni di tensione ammissibile che caratterizzano le linee SN dei vari particolari strutturali e che corrispondono a sollecitazioni di ampiezza costante a  $2 \cdot 10^6$  cicli.

Per spessori maggiori di 25 mm si fa riferimento al valore ridotto di  $\Delta\sigma_A$ :

$$\Delta\sigma_{A,i} = \Delta\sigma_A \sqrt[4]{\frac{25}{t}}$$

Essendo t lo spessore della parte più sollecitata del particolare strutturale.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato	Foglio 51 di 68

- $\Delta\sigma_D$  escursione di tensione normale che caratterizza le linee SN in corrispondenza di un numero di cicli  $N_D = 5 \cdot 10^6$  per linee aventi  $\Delta\sigma_A > 56 \text{ N/mm}^2$  oppure di un numero di cicli  $N_D = 5 \cdot 10^7$  per linee aventi  $\Delta\sigma_A \leq 56 \text{ N/mm}^2$ .
- $\gamma_s = 1,0$        $\gamma_m = 1,3$

Nelle seguenti figure si riportano le linee SN per particolari strutturali sollecitati a trazione-compressione e quelle per particolari strutturali sollecitati a sforzi tangenziali.

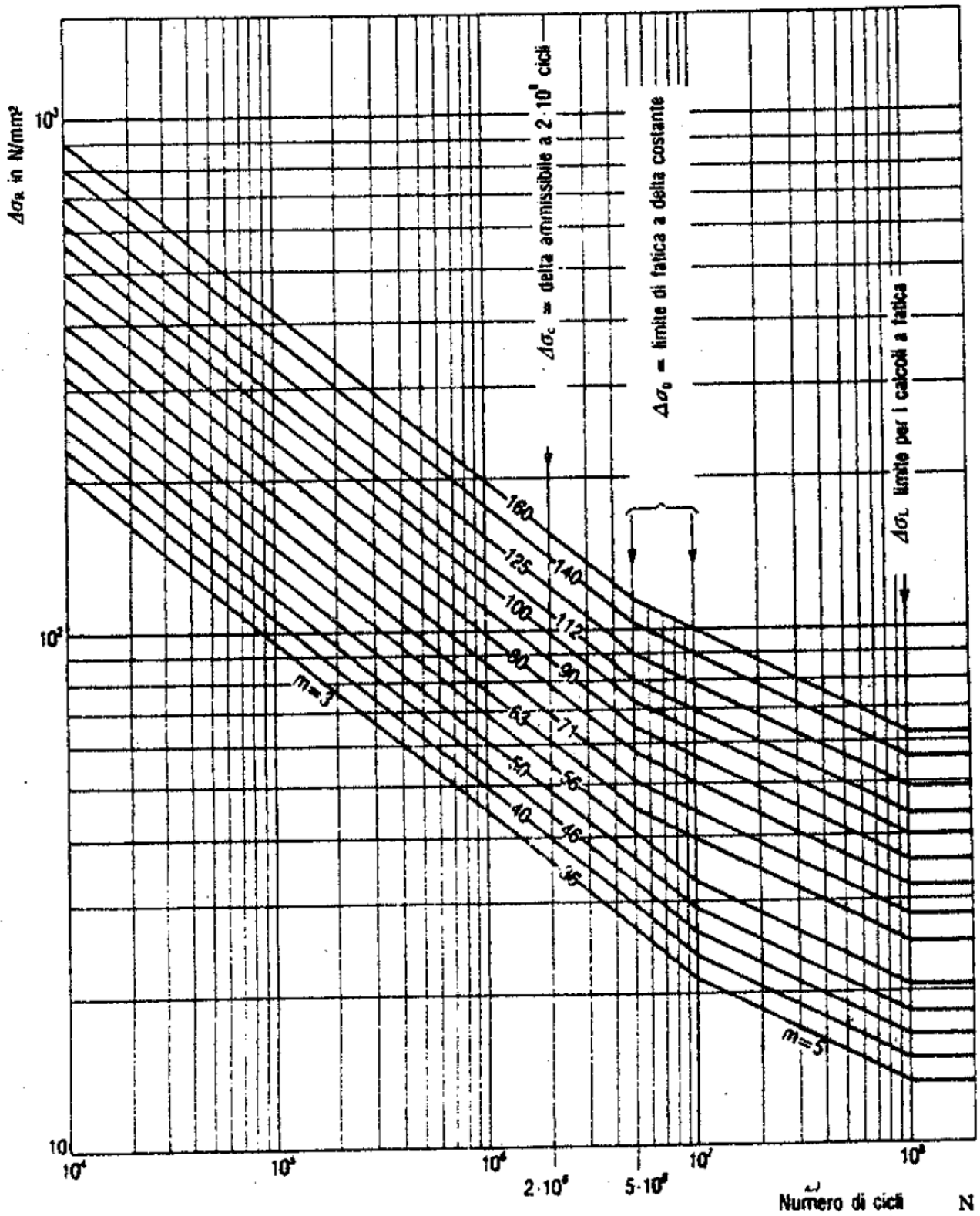


Diagramma 8-II

Fig. 30 – Linee SN per particolari strutturali sollecitati a trazione-compressione

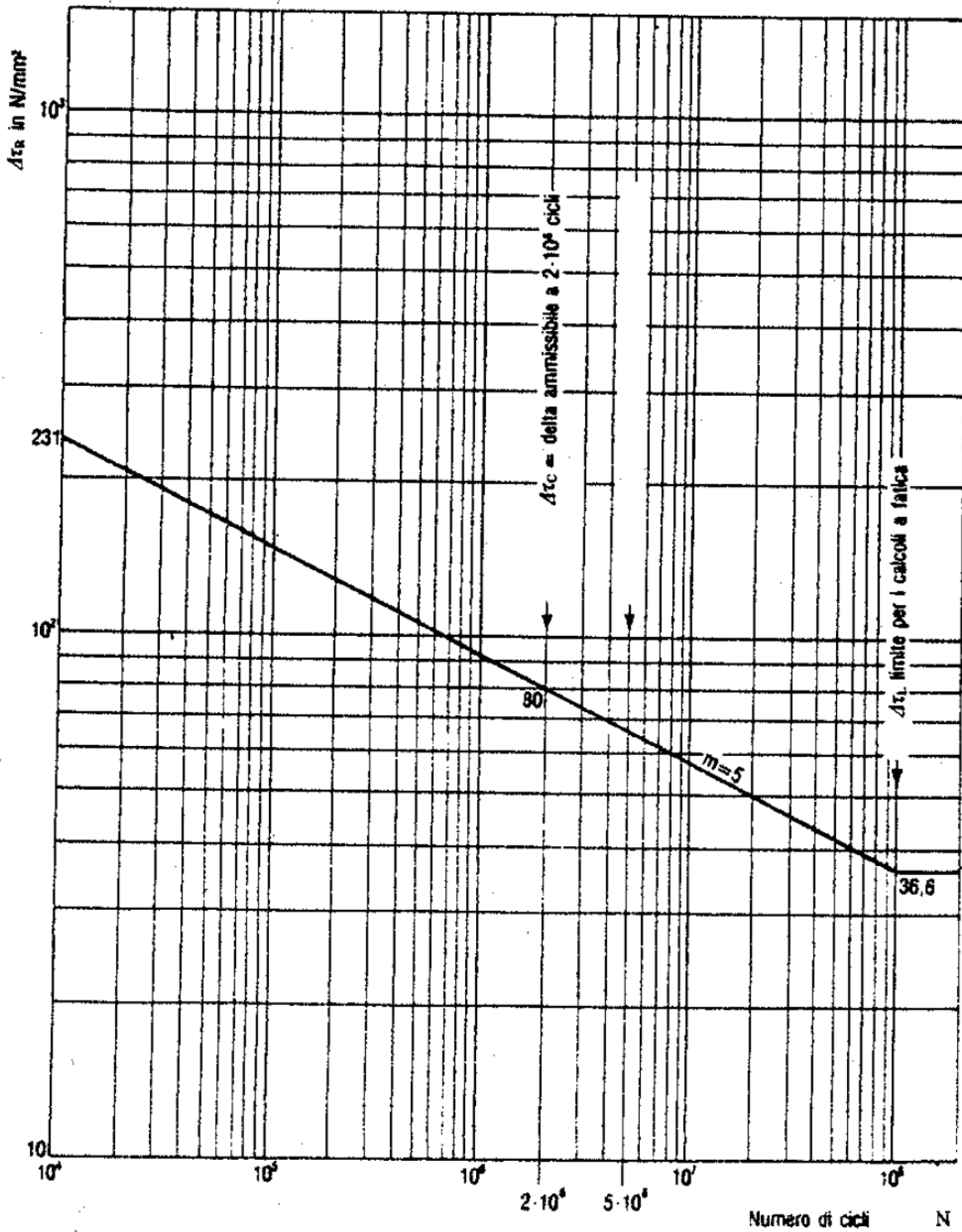
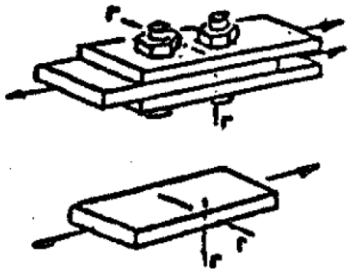


Diagramma 8-III

Fig. 31 – Linee SN per particolari strutturali sollecitati a sforzi tangenziali

### 10.1. Verifica a fatica del giunto bullonato

Si riporta la verifica a fatica del giunto bullonato.

140		<p>Giunti-imbullonati con bulloni ad attrito calcolati nella sezione lorda; con bulloni calibrati nella sezione netta. Giunti chiodati calcolati nella sezione netta. Lamiere e profilati tagliati all'ossitaglio e successivamente lavorati all'utensile o alla mola.</p>
-----	---	--

$$\Delta\sigma \quad 62.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_A \quad 140 \text{ N/mm}^2$$

$$t \quad 39.9 \text{ mm}$$

$$\Delta\sigma_{A,t} \quad 124.55748 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_D \quad 90 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s \quad 1$$

$$\gamma_m \quad 1.3$$

$$n^* \quad 8.54E+06$$

$$n/n^* \quad 0.23$$

Verifica a fatica giunto bullonato (sforzi tangenziali)

$$\Delta\tau \quad 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_A \quad 80 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s \quad 1$$

$$\gamma_m \quad 1.3$$

$$n^* \quad 7.26E+07$$

$$n/n^* \quad 0.028 < 1$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>Foglio 55 di 68</p>

Le verifiche risultano soddisfatte

## 10.2. Verifica a fatica dei pioli

Si controlla che la massima escursione della tensione tangenziale media dovuta ai soli carichi mobili sia inferiore al valore ammissibile indicato dalla norma CNR10016 per un numero di cicli pari a  $2 \times 10^6$ . Le verifiche vengono effettuate con le sollecitazioni caratteristiche.

Numero di cicli	$N = 2 \times 10^6$
Escursione ammissibile della tensione tangenziale media	$\Delta\tau = 70 \text{ N/mm}^2$
Area pioli	$A = 380 \text{ mm}^2$
Max taglio per carichi mobili accidentali	$V_y = 455,83 \text{ kN}$
Sforzo di scorrimento unitario per carichi mobili accidentali:	$q_{acc} = 48,15 \text{ kN/0,1m}$

$$\Delta\tau = q_{acc}/3 A = 42,24 \text{ N/mm}^2 < 70 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 56 di 68

## 11. VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

### 11.1. Verifica di deformabilità

La verifica è condotta valutando le deformazioni conseguenti ai carichi permanenti ed accidentali mediante calcolo elastico lineare con riferimento alle fasi costruttive precedentemente descritte.

Le frecce relative ad i soli carichi permanenti non devono superare 1/150 della luce (in accordo al punto 5.7.4 delle CNR 10016/00), mentre le frecce relative al solo carico variabile sono limitate secondo quanto prescritto nel DM 4/5/90 e nelle istruzioni CNR 10011/97, evitando incompatibilità con la geometria della struttura e con i dispositivi di vincolo.

Si riportano i valori di calcolo degli spostamenti verticali in mezzeria delle travi principali longitudinali per le condizioni di carico analizzate.

$$L = 26.6 \text{ m}$$

Peso proprio strutture in acciaio + soletta  $\delta_1 = 65.6 \text{ mm} = 1/406$

Carichi permanenti  $\delta_2 = 17.7 \text{ mm} = 1/1503$

Carichi mobili accidentali  $\delta_4 = 34.2 \text{ mm} = 1/778$

Le verifiche di deformabilità risultano pertanto soddisfatte.

Si prevede di realizzare una monta di costruzione con controfrecchia in mezzeria pari alla somma degli abbassamenti di calcolo dovuti a tutti i carichi permanentemente presenti più il 25 % della freccia dovuta al solo sovraccarico accidentale:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + (0,25 \cdot \delta_4) = 92,9 \text{ mm} \cong 100,0 \text{ mm} \text{ ( } 1/266 \text{ della luce)}$$



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 57 di 68

## 12. VERIFICA PREDALLES E SOLETTA

La soletta di completamento ha uno spessore di 25 cm, comprensivo della predalles collaborante di 6 cm.

Le travi metalliche principali che costituiscono il ponte sono poste a interasse di 1.50 m, in direzione trasversale, e di circa 1.93 m in obliquo, e si rende necessario sostenere il getto di calcestruzzo della soletta tra le travi stesse e sugli sbalzi. Tale sostegno è realizzato con lastre prefabbricate, che oltre a essere collaboranti hanno anche funzione di cassero e appoggiano sulle ali superiori delle travi principali.

Il getto tra le travi è sostenuto da una lastra tralicciata di dimensioni in trasversale pari a 1.18 m e in diagonale pari a circa 1.50 m, mentre lo sbalzo laterale, che si estende per una luce massima di 0.55 m in trasversale e 0.70 m in diagonale, è sostenuto da una lastra tralicciata, il cui traliccio è continuo con quello della campata adiacente.

I tralicci sono alti 12.5cm ( $h_{eff}$  = interasse tra i correnti sup. ed inf. = 11.6 cm) ed hanno interasse longitudinale ( $i_{trai}$ ) di 0.40 m; i diagonali sono disposti ad una distanza di 0.20 m.

Di seguito si riportano i calcoli di dimensionamento e verifica delle lastre e della soletta.

### 12.1. Lastre prefabbricate

#### 12.1.1. Lastre prefabbricate di campata

In campata le predalle hanno una lunghezza (in diagonale, direzione del traliccio) di circa 1.50 m, che assumiamo come luce di calcolo. L'altezza massima della soletta (esclusa la dala) è pari a 0.19 m.

$q_{pp} = (0.19+0.06) \cdot 25.0 = 6.25 \text{ kN/m}^2$	carico distribuito (peso proprio)
$q_{acc,cant} = 1 \text{ kN/m}^2$	carico distribuito (acc. di cantiere)
$M = (q_{pp} + q_{acc,cant}) \cdot L^2 / 8 = 2.04 \text{ kNm/m}$	momento in campata
$M_{SLU} = 1.5 \cdot (q_{pp} + q_{acc,cant}) \cdot L^2 / 8 = 3.06 \text{ kNm/m}$	momento in campata SLU
$T_{SLU} = 1.5 \cdot (q_{pp} + q_{acc,cant}) \cdot L / 2 = 8.16 \text{ kN/m}$	taglio all'appoggio SLU

#### Verifica a trazione dell'armatura inferiore:

$A = 2 \cdot 50.27 = 100.53 \text{ mm}^2$	area dei correnti inferiori (2Ø8)
$N = M \cdot i_{trai} / h_{eff} = 2.04 \cdot 0.40 / 0.116 = 7.03$	kN/traliccio
$\sigma = N / A = 69.94 \text{ MPa} < 260 \text{ MPa}$	tensione nella barra (trazione)

$N_{SLU} = M_{SLU} \cdot i_{trai} / h_{eff} = 3.06 \cdot 0.40 / 0.116 = 10.55$	kN/traliccio
$\sigma_{SLU} = N_{SLU} / A = 104.91 \text{ MPa} < 390 \text{ MPa}$	tensione nella barra (trazione)

#### Verifica a compressione dell'armatura superiore:

$A = 79.00 \text{ mm}^2$	area del corrente superiore (1Ø10)
$N_{SLU} = M_{SLU} \cdot i_{trai} / h_{eff} = 3.06 \cdot 0.40 / 0.116 = 10.55$	kN/traliccio
$\sigma_{SLU} = N_{SLU} / A = 134.3 \text{ MPa}$	tensione nella barra (compressione)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01</p> <p>Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p> <p>Foglio 58 di 68</p>

$L = 200 \text{ mm}$	lunghezza libera d'inflessione
$i = \phi / 4 = 2.5 \text{ mm}$	raggio giratore d'inerzia
$\lambda = L / i = 80$	snellezza
$\alpha = 0.49$	fattore di imperfezione
$J = \pi \cdot \Phi^4 / 64 = 490.9 \text{ mm}^4$	momento di inerzia
$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot J / L^2 = 24.22 \text{ kN}$	carico critico euleriano
$\lambda^* = (A \cdot f_{yk} / N_{cr})^{0.5} = 1.21$	Snellezza adimensionale
$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda^* - 0.2) + \lambda^{*2}] = 1.48$	coefficiente
$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{0.5}] = 0.43$	coefficiente
$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_s = 0.43 \cdot 79.0 \cdot 450 / 1.15 = 13.22 \text{ kN} > 10.55 \text{ kN}$	

La verifica è soddisfatta.

#### Verifica dei diagonali:

$A = 28 \text{ mm}^2$	area del diagonale ( $\varnothing 6$ )
$N_{SLU} = T_{SLU} / (\sin \alpha \cdot \cos \beta) \cdot i_{trai} / 2 = 2.09 \text{ kN} / \text{diagonale}$	
$\alpha = 54^\circ$	angolo longitudinale del diagonale
$\beta = 15^\circ$	angolo trasversale del diagonale
$L = \sqrt{5^2 + 10^2 + 11.6^2} = 161.1 \text{ mm}$	lunghezza libera d'inflessione
$i = \phi / 4 = 1.5 \text{ mm}$	raggio giratore d'inerzia
$\lambda = L / i = 107.4$	snellezza
$\alpha = 0.49$	fattore di imperfezione
$J = \pi \cdot \Phi^4 / 64 = 63.6 \text{ mm}^4$	momento di inerzia
$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot J / L^2 = 4.84 \text{ kN}$	carico critico euleriano
$\lambda^* = (A \cdot f_{yk} / N_{cr})^{0.5} = 1.62$	Snellezza adimensionale
$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda^* - 0.2) + \lambda^{*2}] = 2.16$	coefficiente
$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{0.5}] = 0.28$	coefficiente
$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.28 \cdot 28 \cdot 450 / 1.15 = 3.08 \text{ kN} > 2.09 \text{ kN}$	

La verifica è soddisfatta.

#### 12.1.2. Lastre prefabbricate di bordo

Sullo sbalzo le predalle hanno una lunghezza (in diagonale, direzione del traliccio) di circa 0.70 m, che assumiamo come luce di calcolo. L'altezza massima della soletta (esclusa la dalla) è pari a 0.19 m.

Si considerano le sollecitazioni agenti nella sezione di appoggio della predalle sull'ala superiore della trave di bordo, considerando il getto della soletta, nella realtà la soletta dovrà essere gettata per fasi al fine di evitare il ribaltamento della predalles come riportato nel paragrafo seguente.

$q_{pp \text{ soletta}} = 0.19 \cdot 25 = 4.75 \text{ kN/m}^2$	carico distribuito (peso proprio soletta)
$q_{pp \text{ dalla}} = 0.06 \cdot 25 = 1.50 \text{ kN/m}^2$	carico distribuito (peso proprio dalla)
$q_{veletta} = 0.06 \cdot 0.47 \cdot 25 = 0.705 \text{ kN/m}$	carico concentrato (peso proprio veletta di bordo)
$q_{acc,cant} = 1 \text{ kN/m}^2$	carico distribuito (acc. di cantiere)

$$M = (q_{pp \text{ soletta}} + q_{acc,cant}) \cdot L^2 / 2 + q_{pp \text{ dalla}} \cdot L_{\text{sbalzo}}^2 / 2 + q_{veletta} \cdot L_{\text{sbalzo}} = 2.27 \text{ kNm/m} \quad \text{momento}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01</p> <p>Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato</p> <p>Foglio 59 di 68</p>

$$M_{SLU} = 1.5 \cdot M = 3.40 \text{ kNm/m} \quad \text{momento SLU}$$

$$T_{SLU} = 1.5 \cdot (q_{pp} + q_{acc,cant}) \cdot L + 1.5 \cdot q_{pp \text{ dalla }} \cdot L_{sbalzo} + 1.5 \cdot q_{veletta} = 8.67 \text{ kN/m} \quad \text{taglio SLU}$$

Verifica a trazione dell'armatura superiore:

$$A = 78.54 \text{ mm}^2 \quad \text{area del corrente superiore (1}\varnothing\text{10)}$$

$$N = M \cdot i_{tral} / h_{eff} = 2.27 \cdot 0.40 / 0.116 = 7.83 \text{ kN/traliccio}$$

$$\sigma = N / A = 99.65 \text{ MPa} < 260 \text{ MPa} \quad \text{tensione nella barra (trazione)}$$

$$N_{SLU} = M_{SLU} \cdot i_{tral} / h_{eff} = 3.40 \cdot 0.40 / 0.116 = 11.74 \text{ kN/traliccio}$$

$$\sigma_{SLU} = N_{SLU} / A = 149.48 \text{ MPa} < 390 \text{ MPa} \quad \text{tensione nella barra (trazione)}$$

Verifica a compressione dell'armatura inferiore:

$$A = 50 \text{ mm}^2 \quad \text{area del corrente inferiore (2}\varnothing\text{8)}$$

$$N_{SLU} = M_{SLU} \cdot i_{tral} / h_{eff} = 3.40 \cdot 0.40 / 0.116 / 2 = 5.87 \text{ kN/corrente}$$

$$\sigma_{SLU} = N_{SLU} / A = 116.8 \text{ MPa} \quad \text{tensione nella barra (compressione)}$$

$$L = 200 \text{ mm} \quad \text{lunghezza libera d'inflessione}$$

$$i = \phi / 4 = 2.0 \text{ mm} \quad \text{raggio giratore d'inerzia}$$

$$\lambda = L / i = 100 \quad \text{snellezza}$$

$$\alpha = 0.49 \quad \text{fattore di imperfezione}$$

$$J = \pi \cdot \Phi^4 / 64 = 201.1 \text{ mm}^4 \quad \text{momento di inerzia}$$

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot J / L^2 = 9.92 \text{ kN} \quad \text{carico critico euleriano}$$

$$\lambda^* = (A \cdot f_{yk} / N_{cr})^{0.5} = 1.51 \quad \text{Snellezza adimensionale}$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda^* - 0.2) + \lambda^{*2}] = 1.96 \quad \text{coefficiente}$$

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{0.5}] = 0.31 \quad \text{coefficiente}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.31 \cdot 50.0 \cdot 450 / 1.15 = 6.12 \text{ kN} > 5.87 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica dei diagonali:

$$A = 50 \text{ mm}^2 \quad \text{area del diagonale (}\varnothing\text{6)}$$

$$N_{SLU} = T_{SLU} / (\sin \alpha \cdot \cos \beta) \cdot i_{tral} / 2 = 2.22 \text{ kN / diagonale}$$

$$\alpha = 54^\circ \quad \text{angolo longitudinale del diagonale}$$

$$\beta = 15^\circ \quad \text{angolo trasversale del diagonale}$$

$$L = \sqrt{5^2 + 10^2 + 11.6^2} = 161.1 \text{ mm} \quad \text{lunghezza libera d'inflessione}$$

$$i = \phi / 4 = 1.5 \text{ mm} \quad \text{raggio giratore d'inerzia}$$

$$\lambda = L / i = 107.4 \quad \text{snellezza}$$

$$\alpha = 0.49 \quad \text{fattore di imperfezione}$$

$$J = \pi \cdot \Phi^4 / 64 = 63.6 \text{ mm}^4 \quad \text{momento di inerzia}$$

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot J / L^2 = 4.84 \text{ kN} \quad \text{carico critico euleriano}$$

$$\lambda^* = (A \cdot f_{yk} / N_{cr})^{0.5} = 1.62 \quad \text{Snellezza adimensionale}$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda^* - 0.2) + \lambda^{*2}] = 2.16 \quad \text{coefficiente}$$

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{0.5}] = 0.28 \quad \text{coefficiente}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.28 \cdot 50.0 \cdot 450 / 1.15 = 3.08 \text{ kN} > 2.22 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

### 12.1.3. Verifica ribaltamento lastre di bordo

La predalles di sbalzo è legata alla predalle della campata adiacente, mediante la continuità del traliccio. Di seguito si riporta la verifica a ribaltamento della predalles di bordo nella condizione di:

- lastre appoggiate;
- getto parziale della soletta.

Per la verifica al ribaltamento si considerano le dimensioni nella direzione trasversale del ponte: lo sbalzo della predalles, comprensivo della veletta di spessore 6 cm, è pari a 0.60 m, mentre la predalle di campata ha una luce di 1.18 m circa.

Nella fase di lastre appoggiate si ha:

	P kN/m	b m	Mrib kNm/m	
Veletta (0.47 · 0.06 · 25)	0.71	0.57	0.402	
Predalle di sbalzo (0.54 · 0.06 · 25)	0.81	0.27	0.219	
Carico accidentale	0.54	0.27	0.146	
			0.766	x 1.1 = 0.843 kNm/m

	P kN/m	b m	Mstab kNm/m	
Predalle di campata (1.18 · 0.06 · 25)	1.77	0.90	1.608	
			1.608	x 0.9 = 1.447 kNm/m

La verifica è soddisfatta:  $M_{rib}=0.843 \text{ kNm/m} < M_{stab}=1.447 \text{ kNm/m}$ .

Nella fase di getto parziale della soletta la verifica al ribaltamento è soddisfatta per un getto della soletta di circa 0.48 m sulla predalles (nella verifica si trascura il peso della soletta gettata sulla predalles della campata adiacente).

	P kN/m	b m	Mrib kNm/m	
Veletta (0.47 · 0.06 · 25)	0.71	0.57	0.402	
Predalle di sbalzo (0.54 · 0.06 · 25)	0.81	0.27	0.219	
Carico accidentale	0.54	0.27	0.146	
Soletta (0.48 · 0.19 · 25)	2.28	0.24	0.547	
			1.314	x 1.1 = 1.445 kNm/m

	P kN/m	b m	Mstab kNm/m	
Predalle di campata (1.18 · 0.06 · 25)	1.77	0.90	1.608	
			1.608	x 0.9 = 1.447 kNm/m

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 61 di 68

La verifica è soddisfatta.

Per le predalles in prossimità dell'appoggio e della trave principale dove si stacca la trave/spezzone di estremità è necessario sostenere le predalle durante la fase di getto.

## 12.2. Soletta in c.a.

### 12.2.1. Campi intermedi di soletta

La soletta lavora in direzione parallela ai giunti di dilatazione dell'impalcato, perché per semplicità esecutiva è in quella direzione che sono ordite le armature trasversali.

Per la verifica a flessione e a taglio si considera una luce di calcolo di 1.50 m.

Nella valutazione dei carichi permanenti si considera lo spessore della pavimentazione e del massetto pendenze massimo che si riscontra sull'impalcato, pari a un totale di 20 cm.

Quanto ai carichi variabili per le verifiche locali della soletta si utilizza lo schema di carico di 100 kN su un'impronta di 0.30x0.30 m. Data la geometria della soletta sulla campo di soletta agisce una sola impronta di carico.

Lo schema statico è quello di trave incastrata alle estremità.

#### Geometria

spessore lastrina	=	0.06 m
spessore medio soletta	=	0.19 m
luce di calcolo a flessione	=	1.50 m
luce di calcolo a taglio	=	1.50 m
spessore pavimentazione	=	0.20 m

#### Carichi

peso specifico c.a.	=	25 kN/mc
peso specifico pavimentazione	=	20 kN/mc
<u>peso proprio</u>	=	6.25 kN/mq (g1)
taglio incastro	=	4.69 kN/m
momento incastro	=	-1.17 kNm/m
momento mezzeria	=	0.59 kNm/m
<u>permanenti (pavimentazione)</u>	=	4.00 kN/mq (g2)
taglio incastro	=	3.00 kN/m
momento incastro	=	-0.75 kNm/m
momento mezzeria	=	0.38 kNm/m

#### variabile 2

		(q)
impronta long	=	0.79 m
impronta trasv	=	0.79 m
carico x 1.4	=	140.00 kN
diffuso	=	224.32 kN/mq
taglio incastro	=	141.00 kN/m
momento incastro	=	-30.16 kNm/m
momento mezzeria	=	18.80 kNm/m

(l'impronta di 0.78 m è ottenuta considerando la diffusione dell'impronta 0.30x0.30 m nella pavimentazione di spessore minimo 0.12 m fino alla linea media della soletta di spessore 0.25 m).

Nel seguito si riporta il riepilogo delle sollecitazioni e dei valori combinati.

sez. incastro	sollecitazioni		$\gamma \cdot \psi_0$	comb. TA		$\gamma \cdot \psi_1$	comb. TA fess.	
	M	T		M	T		M	T
g1	-1.17	4.34	1.00	-1.17	4.34	1.00	-1.17	4.34
g2	-0.75	2.78	1.00	-0.75	2.78	1.00	-0.75	2.78
q <sub>1c</sub> x q <sub>2</sub>	-30.16	136.24	1.00	-30.16	136.24	0.70	-21.11	95.37
				<b>-32.08</b>	<b>143.36</b>		-23.03	102.49

sez. mezzeria	sollecitazioni		$\gamma \cdot \psi_0$	comb. TA		$\gamma \cdot \psi_1$	comb. TA fess.	
	M	T		M	T		M	T
g1	0.59	0.00	1.00	0.59	0.00	1.00	0.59	0.00
g2	0.38	0.00	1.00	0.38	0.00	1.00	0.38	0.00
q <sub>1c</sub> x q <sub>2</sub>	18.80	0.00	1.00	18.80	0.00	0.70	13.16	0.00
				<b>19.76</b>	<b>0.00</b>		14.12	0.00

La soletta nei campi intermedi è armata con  $\phi 14/20$  al lembo inferiore e  $\phi 20/20$  al lembo superiore, è necessario disporre armatura a taglio in corrispondenza dell'appoggio costituita da spilli  $\phi 14$  a maglia 20x20, longitudinalmente si dspongono  $\phi 16/20$ .

Di seguito si riportano le verifiche nella sezione di incastro e nella sezione di mezzeria.

<b>Momento massimo</b>	M =	32.08	kNm
<b>Taglio massimo</b>	T =	143.36	kN
<b>Verifiche di resistenza</b>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	7.57	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	42956	cm <sup>4</sup>
tensione cls	$\sigma_c$ =	5.65	MPa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1}$ =	-121.3	MPa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2}$ =		MPa
<b>Verifica a fessurazione</b>			
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c$ =	5.65	MPa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1}$ =	121.3	MPa
momento di prima fessurazione	M <sub>fcfk</sub> =	30.60	kNm
momento di apertura fessure	M <sub>fctm</sub> =	36.42	kNm
tensione acciaio per M <sub>fctm</sub>	$\sigma_{sr}$ =	137.7	MPa
apertura fessure	w <sub>k</sub> =	0.07	mm

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato		Foglio 63 di 68

<b>Verifica a taglio</b>			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{max} =$	0.82	MPa

<b>Momento massimo</b>	M =	19.76	kNm
<b>Taglio massimo</b>	T =	0.00	kN

<b>Verifiche di resistenza</b>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	5.29	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	15562	cm <sup>4</sup>
tensione cls	$\sigma_c =$	6.71	MPa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1} =$	-179.3	MPa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2} =$		MPa

<b>Verifica a fessurazione</b>			
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c =$	6.71	MPa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1} =$	179.3	MPa
momento di prima fessurazione	M <sub>fcfk</sub> =	29.75	kNm
momento di apertura fessure	M <sub>fctm</sub> =	35.41	kNm
tensione acciaio per M <sub>fctm</sub>	$\sigma_{sr} =$	321.4	MPa
	M <sub>cr</sub> > M		mm

<b>Verifica a taglio</b>			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{max} =$	0.00	MPa

Le verifiche sono soddisfatte.

### 12.2.2. Sbalzi soletta

Anche per la verifica degli sbalzi si considera che la soletta lavora in direzione parallela ai giunti di dilatazione dell'impalcato, perché per semplicità esecutiva è in quella direzione che sono ordite le armature trasversali.

Per la verifica a flessione e a taglio degli sbalzi si considera lo sbalzo lato barriera bordo ponte, in quanto quello lato marciapiede presenta sollecitazioni inferiori, la luce dello sbalzo è 0.85 m (lunghezza in direzione inclinata).

Quanto ai carichi variabili per le verifiche locali della soletta si considera l'azione dell'urto di un veicolo in svio pari a una forza orizzontale perpendicolare all'asse stradale di intensità pari a 45 kN agente sul montante del sicurvia ad una quota di 60 cm dal piano viario. Data la geometria dello sbalzo sulla soletta agisce una sola impronta di carico.

Lo schema statico è quello di trave incastrata alla estremità.

#### Geometria

spessore lastrina	=	0.06 m
spessore medio soletta	=	0.31 m
spessore soletta	=	0.31 m
lunghezza cordolo/sbalzo	=	0.85 m
sezione veletta	=	0.03 mq
posizione barriera	=	0.32 m

#### Carichi

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato		Foglio 64 di 68

peso specifico c.a.	=	25	kN/mc
peso barriera	=	1.50	kN/m
<u>peso proprio</u>			
taglio	=	7.86	kN/m
momento	=	-3.34	kNm/m
<u>permanenti</u>			
taglio	=	2.21	kN/m
momento	=	-1.08	kNm/m
<u>accidentali</u>			
forza d'urto	=	45	kN
altezza sopra cordolo	=	0.60	m
lunghezza applicazione	=	1.00	m
altezza ringrosso	=	0.00	m
diff. a piano medio soletta	=	1.31	m
taglio	=	0.00	kN/m
momento a piano medio soletta	=	-25.94	kNm/m
azione assiale	=	34.35	kN/m

Nel seguito si riporta il riepilogo delle sollecitazioni e dei valori combinati.

sez. incastro	sollecitazioni			comb. TA				comb. TA fess.			
	M	T	N	$\gamma \cdot \psi_0$	M	T	N	$\gamma \cdot \psi_1$	M	T	N
g1	-3.34	7.86	0.00	1.00	-3.34	7.86	0.00	1.00	-3.34	7.86	0.00
g2	-1.08	2.21	0.00	1.00	-1.08	2.21	0.00	1.00	-1.08	2.21	0.00
urto	-25.94	0.00	34.35	1.00	-25.94	0.00	34.35	0.70	-18.15	0.00	24.05
					<b>-30.36</b>	<b>10.07</b>	<b>34.35</b>		<b>-22.58</b>	<b>10.07</b>	<b>24.05</b>

La soletta è armata con  $\phi 14/20$  al lembo inferiore e  $\phi 20/20$  al lembo superiore, non è necessario disporre apposita armatura a taglio, longitudinalmente si dispongono  $\phi 16/20$ .

Di seguito si riportano le verifiche nella sezione di incastro.

<b>Momento massimo</b>	M =	30.36	kNm
<b>Azione assiale</b>	N =	34.35	kN

<b>Verifiche di resistenza</b>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	7.82	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	42338	cm <sup>4</sup>
eccentricità	e =	88.38	cm
tensione cls	$\sigma_c$ =	5.31	Mpa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1}$ =	-107.8	Mpa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2}$ =		Mpa

<b>Verifica a fessurazione</b>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	7.82	cm
eccentricità	e =	88.38	cm





tensione cls per fessurazione	$\sigma c =$	5.31	Mpa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma s1 =$	107.8	Mpa
momento di fessurazione	$Mcr =$	38.55	kNm
azione assiale per apertura fessure	$Ncr =$	43.62	kN
tensione cls prima fessurazione	$\sigma cr =$	6.74	Mpa
tensione acciaio prima fessurazione	$\sigma sr =$	136.9	Mpa
		$Mcr > M$	

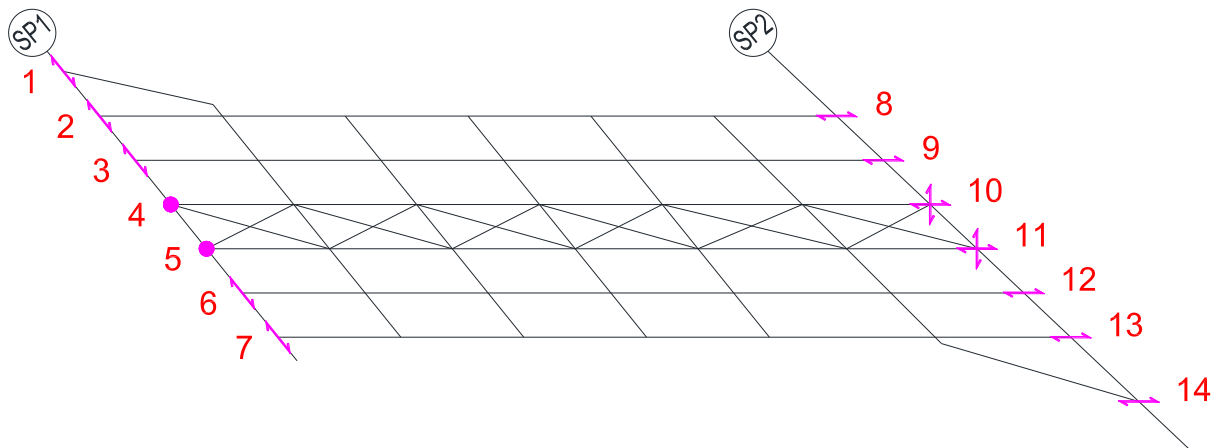
**Verifica a taglio**

massimo sforzo di taglio	$\tau max =$	0.06	Mpa
--------------------------	--------------	------	-----

La verifica è soddisfatta.

### 13. APPOGGI E GIUNTI

Gli appoggi sono a disco elastomerico confinato e sono disposti come illustrato nella seguente figura.



LEGENDA APPOGGI

- FISSO
- ⊕ MULTIDIREZIONALE
- UNIDIREZIONALE

Di seguito si riporta la sintesi degli scarichi sugli appoggi avendo utilizzato la seguente convenzione:  
 Ni Azione assiale verticale trasmessa dall'impalcato all'appoggio, positiva se di compressione sul dispositivo di appoggio  
 Hx Azione orizzontale in direzione parallela all'asse del ponte  
 Hy Azione orizzontale in direzione trasversale rispetto all'asse del ponte

Le sollecitazioni sono intese in condizioni caratteristiche.

	n°1		n°2		n°3		n°4			n°5			n°6		n°7	
	N kN	Hx kN	N kN	Hx kN	N kN	Hx kN	N kN	Hx kN	Hy kN	N kN	Hx kN	Hy kN	N kN	Hx kN	N kN	Hx kN
P.p.+ soletta	60	0	211	-45	193	-23	184	-131	132	216	130	-121	186	29	213	54
Permanenti	16	0	109	5	80	-19	70	-49	43	83	41	-38	67	-7	110	33
Variabili	43	0	208	234	693	-147	351	357	420	246	349	-323	696	160	299	220
Frenamento		26		26		26		26			26			26		26
Attrito sugli appoggi		14		14		14		14			14			14		14
Sisma long		82		82		82		82			82			82		82
Sisma trasv										143		143				

	n°8		n°9		n°10	n°11	n°12		n°13		n°14	
	N	Hy	N	Hy	N	N	N	Hy	N	Hy	N	Hy
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
P.p.+ soletta	170	45	210	25	202	205	215	-28	202	-57	27	0
Permanenti	103	-11	73	24	81	74	82	14	105	-33	-3	0
Variabili	293	305	729	181	396	236	757	-196	187	256	21	0
Frenamento												
Attrito sugli appoggi												
Sisma long												
Sisma trasv		57		57				57		57		57

Le resistenze parassite dovute all'attrito vengono valutate nella misura del 3% degli scarichi verticali dall'impalcato sull'allineamento di appoggi longitudinalmente mobili per le azioni permanentemente presenti (p.p. strutture in acciaio, soletta e sovraccarichi permanenti) e per la disposizione complessivamente più gravosa di carichi mobili accidentali.

Si riporta di seguito la sintesi delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi sui diversi dispositivi di appoggio. Il segno attribuito alle azioni sismiche e di frenamento è combinato con segno positivo o negativo in modo da ottenere la combinazione più sfavorevole.

	n°1		n°2		n°3		n°4			n°5			n°6		n°7	
	N	Hx	N	Hx	N	Hx	N	Hx	Hy	N	Hx	Hy	N	Hx	N	Hx
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLU	179	58	792	350	1450	-225	907	325	892	817	840	-723	1423	331	933	519
Comb sisma X	76	82	320	42	273	40	254	-98	175	299	253	-160	253	104	323	169
Comb sisma Y	76	0	320	-40	273	-42	254	-180	175	442	171	-303	253	22	323	87

	n°8		n°9		n°10	n°11	n°12		n°13		n°14	
	N	Hy	N	Hy	N	N	N	Hy	N	Hy	N	Hy
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLU	848	508	1518	345	1019	772	1581	-315	741	250	68	0
Comb sisma X	272	34	283	49	283	279	297	-14	307	-90	24	1
Comb sisma Y	272	91	283	106	283	279	297	-71	307	-33	24	58

Le massime sollecitazioni agli Stati limite ultimi valgono pertanto:

$$N_{\max} = 1581,14 \text{ kN}$$

$$Hx_{\max} = 840 \text{ kN}$$

$$Hy_{\max} = 892 \text{ kN}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-RI12-05-001_A01 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo impalcato
	Foglio 68 di 68

### 13.1. Verifica baggioli

I baggioli sono costituiti da elementi verticali in c.a. di altezza pari a circa 10 cm, a pianta quadrata di dimensioni 50x50 cm, tali dimensioni dovranno essere verificate in funzione dei dati forniti dal produttore di apparecchi di appoggio prescelto.

Di seguito è riportata la verifica dei baggioli, per le azioni si rimanda a quanto riportato nel paragrafo precedente.

#### Armatura verticale

n	φ	A <sub>f</sub>
6	12	678.58 mm <sup>2</sup>
6	12	678.58 mm <sup>2</sup>
		1357.17 mm <sup>2</sup>

#### Armatura orizzontale

n	φ	A <sub>f</sub>
2	10	157.08 mm <sup>2</sup>
		0.00 mm <sup>2</sup>
		157.08 mm <sup>2</sup>

#### Proprietà cls

R <sub>ck</sub>	=	40.00 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	=	33.20 N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>c</sub>	=	1.5
f <sub>cd</sub>	=	22.13 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ctd</sub>	=	2.07 N/mm <sup>2</sup>

#### Proprietà acciaio

f <sub>yk</sub>	=	450.00 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>yd</sub>	=	391.30 N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>s</sub>	=	1.15

#### Azioni di calcolo

N	=	1581 kN
H	=	1292 kN

#### Geometria baggiolo

L <sub>1</sub>	=	0.50 m
L <sub>2</sub>	=	0.50 m
A <sub>baggiolo</sub>	=	0.25 m <sup>2</sup>
h	=	0.1 m
L <sub>1</sub> caricata	=	0.3 m
L <sub>2</sub> caricata	=	0.3 m
L <sub>1</sub> diffusa	=	0.40 m
L <sub>2</sub> diffusa	=	0.40 m
A <sub>diffusione</sub>	=	0.16 m <sup>2</sup>
A <sub>c0</sub>	=	0.09 m <sup>2</sup>
A <sub>c1</sub>	=	0.16 m <sup>2</sup>
√A <sub>c1</sub> /A <sub>c0</sub>	=	1.33

#### Verifica a schiacciamento

punto 6.7 UNI EN 1992-1-1:2005

$$F_{Rd} = 2656 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 1581 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

#### Verifica trazioni trasversali

punto 6.5.3 UNI EN 1992-1-1:2005

$$T = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_f = 0.00 \text{ mm}^2 < \text{arm. oriz.}$$

Verifica soddisfatta

#### Verifica a scorrimento

punto 6.2.5 UNI EN 1992-1-1:2005

$$\mu = 0.60$$

$$c = 0.35$$

$$\rho = 0.0054 \quad \text{arm. vert.}$$

$$\sigma_n = 6.33 \text{ N/mm}^2$$

$$v = 0.52$$

$$v_{Rdi} = 5.76 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Edi} = 1.23 \text{ N/mm}^2$$

Verifica soddisfatta

### 13.2. Giunti

Lo spostamento massimo dell'impalcato in direzione longitudinale è dovuto alla variazione termica e vale 7,8 mm come evidenziato nei precedenti capitoli.

Si assume pertanto un giunto di dilatazione di 50 mm.